

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

“COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE ACERO CON
MARCOS CONTRAVENTEADOS EXCÉNTRICAMENTE”

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

ANTONIO GASCÓN RAMÍREZ

DIRECTOR DE TESIS

DR. ALONSO GÓMEZ BERNAL

MÉXICO D.F. OCTUBRE 2011

A la memoria de mi hermano.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a toda mi familia, en especial a mis padres y hermanos que han estado apoyándome incondicionalmente en todo momento. A mi esposa por todo su apoyo y por transmitirme motivación para culminar este trabajo. A mis amigos por compartir sus conocimientos sin esperar nada a cambio.

Agradezco al Dr. Alonso Gómez Bernal por el apoyo brindado como asesor de esta tesis durante el tiempo que tomó el desarrollo de la misma, mostrando siempre paciencia y dedicación.

Agradezco al Dr. Tiziano Perea Olvera y al Dr. Norberto Domínguez Ramírez por su amable ayuda con respecto a las sugerencias y comentarios derivados de la revisión de la tesis.

Expreso también un reconocimiento al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico que me brindó durante el tiempo de mis estudios de maestría. A la Universidad Autónoma Metropolitana, muy en especial a todos los profesores del Área de Estructuras, por ofrecer una educación de calidad que ha permitido desarrollarme como persona y como profesional.

Capítulo I. Introducción

1.1 Descripción	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Estructuración de la Tesis.	2

Capítulo II. Marcos Contraventeados Excéntricamente (MCE).

2.1 Generalidades	4
2.2 Tipos de Marcos Contraventeados (o Marcos Arriostrados)	5
2.2.1 Marcos Contraventeados Concéntricos (MCC).....	5
2.3 Marcos Contraventeados Excéntricamente (MCE)	6
2.4 Viga Eslabón	8
2.4.1 Longitud de la Viga Eslabón	8
2.4.2 Selección de la Viga Eslabón	10
2.4.3 Capacidad de la Viga Eslabón.....	10
2.4.4 Dimensionamiento de los Contravientos.....	10
2.4.5 Dimensionamiento de las Columnas.....	9
2.4.6 Conexión Contraviento-Viga	11
2.4.7 Conexión Viga-Columna.....	11
2.5 Diseño por Capacidad	11
2.6 Antecedentes e Historia. Estudios teóricos y experimentales	12

Capítulo III. Acelerogramas Seleccionados.

3.1 Fenómenos Naturales	15
3.2 Movimientos sísmicos o sismos.....	15
3.3 Sismos en México	16
3.4 Registros sísmicos: Acelerogramas.....	16
3.5 Acelerogramas de sismos Mexicanos	16
3.6 Acelerogramas de sismos de otros países	22

Capítulo IV. Diseño de Edificios Estudiados.

4.1 Descripción de los Edificios Prototipo	25
4.2 Diseño de los Edificios Prototipo	27
4.2.1 Espectro de Diseño	28
4.2.2 Determinación de la Sección para la Viga Eslabón	30
4.2.3 Diseño de los Marcos	31

4.2.4 Desplazamientos, Distorsiones y Rotaciones Elásticas en los Edificios	33
4.2.4.1 Edificio 3 Niveles, diseño con $Q = 4$	33
4.2.4.2 Edificio 6 Niveles, diseño con $Q = 4$	35
4.2.4.3 Edificio 12 Niveles, diseño con $Q = 4$	36
4.2.4.4 Edificio 3 Niveles, diseño con $Q = 2$	36
4.2.4.5 Edificio 6 Niveles, diseño con $Q = 2$	37
4.2.4.6 Comparaciones	37
 Capítulo V. Análisis Estático no lineal de los Marcos Contraventados Excéntricamente.	
5.1 Análisis No-Lineal Estático	40
5.1.1 Análisis del empujón (<i>pushover</i>)	40
5.1.1.1 Análisis del empujón basado en fuerzas.....	40
5.2 Análisis Estático No Lineal de los Marcos	41
5.2.1 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 4	41
5.2.2 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 4.....	43
5.2.3 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 4	44
5.2.4 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 4	46
5.2.5 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 4.....	47
5.2.6 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 4	48
5.2.7 Edificio de 12 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 4	51
5.2.8 Edificio de 12 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 4.....	52
5.2.9 Edificio de 12 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 4	53
5.2.10 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 2	54
5.2.11 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 2.....	55
5.2.12 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 2	56
5.2.13 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 2	58
5.2.14 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 2.....	59
5.2.15 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 2	60
5.2.16 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 4	62
5.2.17 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 4.....	63
5.2.18 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 4.....	64
5.2.19 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 4	66
5.2.20 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 4.....	67
5.2.21 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 4.....	68
5.2.22 Edificio de 12 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 4.....	70

5.2.23 Edificio de 12 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 4.....	71
5.2.24 Edificio de 12 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 4.....	72
5.2.25 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 2	74
5.2.26 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 2.....	75
5.2.27 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 2.....	76
5.2.28 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 2	78
5.2.29 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 2.....	78
5.2.30 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 2.....	79

Capítulo VI. Análisis Dinámico no lineal de los Marcos Contraventados Excéntricamente.

6.1 Análisis Dinámico No Lineal o Análisis Paso a Paso	83
6.2 Marcos Sometidos a Sismos Mexicanos	83
6.2.1 Marcos 3 niveles.....	83
6.2.2 Marcos 6 niveles.....	87
6.2.3 Marcos 12 niveles.....	92
6.2.4 Articulaciones Plásticas en los Marcos Sometidos a Sismos Mexicanos	96
6.2.4.1 Marcos 3 Niveles, Diseño Q de 4.....	97
6.2.4.2 Marcos 6 Niveles, Diseño Q de 4.....	98
6.2.4.3 Marcos 12 Niveles, Diseño Q de 4.....	100
6.2.4.4 Marcos 3 Niveles, Diseño Q de 2.....	102
6.2.4.5 Marcos 6 Niveles, Diseño Q de 2.....	103
6.2.4.6 Conclusiones parciales	105
6.3 Marcos Sometidos a Sismos de otros Países.....	106
6.3.1 Marcos 3 niveles.....	106
6.3.2 Marcos 6 niveles.....	109
6.3.3 Marcos 12 niveles.....	112
6.3.4 Articulaciones Plásticas en los Marcos Sometidos a Sismos de otros Países	115
6.3.4.1 Marcos 3 Niveles, Diseño Q de 4.....	115
6.3.4.2 Marcos 6 Niveles, Diseño Q de 4.....	116
6.3.4.3 Marcos 12 Niveles, Diseño Q de 4.....	118
6.3.4.4 Marcos 3 Niveles, Diseño Q de 2.....	119
6.3.4.5 Marcos 6 Niveles, Diseño Q de 2.....	121
6.3.4.6 Conclusiones parciales	122
6.4 Comparaciones	123
6.4.1 Marcos 3 Niveles	123

6.4.2 Marcos 6 Niveles	125
6.4.3 Marcos 12 Niveles	126
6.5 Fuerzas Axiales en Columnas	127

Capítulo VII. Recomendaciones para el Diseño de los MCE y Conclusiones.

7.1 Conclusiones.....	129
7.2 Recomendaciones.....	131
7.2.1 Vigas Eslabón (VE)	131
7.2.2 Columnas	132
7.2.3 Diagonales	132
7.2.4 Vigas (fuera de las VE).....	132
7.3 Investigaciones Futuras.....	132

Capítulo VIII. Referencias.

8.1 Referencias	133
-----------------------	-----

Anexo A. Capítulo 15 AISC (EBF's).

A.1 Marcos con Contravientos Excéntricos (MCE's).....	134
---	-----

Anexo B. Tablas del Diseño de Edificios Estudiados.

B.1 Fuerzas Sísmicas	139
B.2 Determinación para la Sección de la Viga Eslabón	139
B.3 Diseño de los Marcos.....	145
B.4 Tablas de elementos mecánicos Capacidad vs Demanda	148
B.5 Desplazamientos, Distorsiones y Rotaciones Elásticas en los Edificios	151
B.5.1 Edificio 6 Niveles, diseño con $Q = 4$	151
B.5.2 Edificio 12 Niveles, diseño con $Q = 4$	153
B.5.3 Edificio 3 Niveles, diseño con $Q = 2$	155
B.5.4 Edificio 6 Niveles, diseño con $Q = 2$	156

Anexo C. Análisis Estático No Lineal.

C.1 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	159
C.2 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	160
C.3 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	161

C.4 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	162
C.5 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	164
C.6 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	166
C.7 Edificio de 12 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	167
C.8 Edificio de 12 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	169
C.9 Edificio de 12 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02rad, Q de 4.....	171
C.10 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02rad, Q de 2.....	173
C.11 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02rad, Q de 2.....	175
C.12 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02rad, Q de 2.....	176
C.13 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02rad, Q de 2.....	177
C.14 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02rad, Q de 2.....	179
C.15 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02rad, Q de 2.....	181
C.16 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	182
C.17 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	183
C.18 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	185
C.19 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	186
C.20 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	188
C.21 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	189
C.22 Edificio de 12 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	191
C.23 Edificio de 12 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	193
C.24 Edificio de 12 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037rad, Q de 4.....	195
C.25 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037rad, Q de 2.....	197
C.26 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037rad, Q de 2.....	198
C.27 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037rad, Q de 2.....	200
C.28 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037rad, Q de 2.....	201
C.29 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037rad, Q de 2.....	203
C.30 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037rad, Q de 2.....	204

Capítulo I. Introducción

1.1 Descripción

El presente trabajo muestra resultados del estudio de marcos de acero contraventeados excéntricamente. A este tipo de sistemas, en nuestro país, no se le ha dado un uso amplio, a pesar de ser marcos dúctiles que pueden ser utilizados en zona de moderada y alta sismicidad. En la actualidad a los marcos contraventeados excéntricamente (MCE), se los reconoce en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas, como un sistema eficiente para edificios dúctiles, sin embargo, no existen especificaciones tan detalladas como para el caso de Marcos Contraventeados Concéntricos. A los MCE se les menciona y se enfatiza que para el diseño de éstos debe recurrirse a la literatura especializada. Se espera que a raíz de esta investigación se tengan aportaciones que se tomen en cuenta para la aplicación de este tipo de estructuración en México.

La investigación consta del diseño de edificios prototipo de acero, de 3, 6 y 12 niveles, suponiendo un diseño para Q de 2 y de 4, el edificio de 12 niveles solo se diseñó para una ductilidad de 4. En total se diseñaron 5 edificios, y posteriormente a cada uno se les sometió a análisis no lineales tanto estáticos como dinámicos (paso a paso), para estos últimos se utilizaron acelerogramas de sismos mexicanos y sismos de otros países. Finalmente se hacen recomendaciones de diseño para estos marcos de acero.

1.2 Objetivos

Objetivo General:

Estudiar el comportamiento de edificios de acero contraventeados excéntricamente y proponer recomendaciones de diseño de acuerdo al tipo de movimiento del suelo característico en México.

Objetivos Particulares:

- Determinar los modelos analíticos más apropiados para representar el comportamiento sísmico de todos los miembros del marco.
- Verificar si los procedimientos de diseño actuales alcanzan la respuesta deseada del marco.
- Evaluar el impacto del comportamiento de los elementos en el funcionamiento global del marco.
- Verificar el comportamiento de las vigas eslabón.
- Investigar las cargas axiales en las columnas de los marcos realizando análisis con la historia del tiempo de acelerogramas de los sismos mexicanos seleccionados.
- Obtenidos los resultados dar recomendaciones y/o sugerencias para determinar las cargas más apropiadas para las columnas de los marcos.

Resultados Importantes Esperados.

- Determinar las demandas de las columnas cuando se presenta la etapa post-elástica de las Vigas Eslabón.
- La Variabilidad en fuerzas de los elementos, la variabilidad de las deformaciones inelásticas, y la variabilidad en la respuesta global.
- El Rendimiento de las vigas eslabón en relación al tipo de movimiento, a la geometría y su impacto en el funcionamiento total del marco.

1.3 Estructuración de la Tesis

La tesis consta de ocho capítulos que son el cuerpo principal pero también incluye tres anexos donde se incluyen tablas y figuras. En el **Capítulo Uno** se realiza una descripción general del tema del presente trabajo, se enlistan los objetivos, tanto general y particulares a los cuales se quiere cumplir y por los cuales lo hacen un tema interesante.

El **capítulo dos**, define los Antecedentes, y se da una panorámica general de los tipos de marcos de acero, arriostrados y no arriostrados, pero enfocándose en los marcos contraventeados excéntricamente (MCE), tema principal de esta tesis. También se hace mención del diseño por capacidad, filosofía que se sigue normalmente para el diseño de los MCE, finalizando con la descripción de algunos estudios tanto teóricos y experimentales sobre MCE.

El **capítulo tres** presenta los acelerogramas, mexicanos y de otros países, a los que se someterán todos los modelos para los análisis dinámico no lineal y análisis paso a paso. Son 10 acelerogramas mexicanos de las estaciones CALE, MZ01, DELS, SICC (dos acelerogramas), ZACA CHI1, SCT1, TLHB, CPE045. Los acelerogramas de otros países son del sismo de Northridge EUA (1994), Kobe Japón (1995), Chichi Taiwán (1999) y El sismo de Chile (2010). Los análisis con los sismos de otros países son únicamente para fines comparativos.

El código de diseño por sismo del AISC (*Seismic Provisions del AISC, 2005*), en su capítulo 15, especifica que estos tipos de marcos deben de cumplir con ciertos requisitos, y en el **capítulo cuatro** de este trabajo se presenta el diseño de los edificios prototipo, basado en los requisitos antes mencionados, son edificios de 3, 6 y 12 niveles con una configuración similar entre ellos. Para hacer el modelado de los edificios prototipo se utiliza el programa computacional *ETABS Nonlinear V9.5.0*, con modelos en 3D.

En el **capítulo cinco** se presenta los resultados de los análisis quasi-estáticos no lineales para todos los modelos. Para este análisis se utiliza también el programa computacional *ETABS Nonlinear V9.5.0* con modelos en 3D, el método utilizado es el llamado “pushover” o método del “empujón”. A los edificios prototipo se les aplicaron dos niveles de distorsión, de 0.02 radianes y de 0.04 radianes, con los datos arrojados se analizan los resultados.

En el **capítulo seis** corresponde a los análisis dinámicos no lineales o análisis paso a paso, este análisis se realiza en el programa computacional *DRAIN 2D V1.10*, aquí los modelos son de marcos planos los cuales se someten a los acelerogramas descritos en el capítulo tres, tanto acelerogramas mexicanos como los de otros países. Se muestran los resultados obtenidos y además se hacen comparaciones de resultados entre los sismos mexicanos y los sismos de otros países.

Al final de cada capítulo se realiza una conclusión parcial, y en el **capítulo siete**, conforme a los resultados obtenidos, se presentan las conclusiones generales a las cuales se llegan en este trabajo, también se presentan recomendaciones para el procedimiento de diseño de estos marcos, recomendaciones en cuanto al diseño de todos los elementos que lo conforman, las Vigas Eslabón, Columnas, Diagonales, Vigas fuera del Segmento Eslabón. El presente trabajo no abarca todos los aspectos que engloban a los Marcos Contraventeados Excéntricamente por lo que también en este capítulo se hace mención a los trabajos futuros que pueden realizarse respecto a este tema.

Finalmente en el **capítulo ocho** se presenta la bibliografía y las referencias utilizadas para el desarrollo del trabajo. Además se incluyen anexos los cuales contienen tablas con resultados de algunos cálculos que no son incluidos en el cuerpo principal de la tesis, esto para fines prácticos.

Capítulo II. Marcos Contraventeados Excéntricamente (MCE)

2.1 Generalidades

Existen diversas formas estructurales básicas en la construcción de estructuras de acero, su clasificación depende de su aplicación. Una de ellas corresponde a las Estructuras para Edificios, ya sean residenciales, comerciales, Institucionales, de almacenamiento, Industriales, etc.; según el sistema que se utilice para soportar cargas, las estructuras pueden clasificarse como marcos, armaduras, estructuras a tensión, arcos y estructuras de superficie. Uno de los sistemas típicos en las estructuras de edificios de acero son los marcos que pueden definirse como una estructura compuesta de dos o más miembros que se unen mediante conexiones para formar una configuración rígida, estos marcos se pueden clasificar en dos categorías: *Marcos Contraventeados (o Marcos Arriostrados)* y *Marcos No Contraventeados (o Marcos No Arriostrados, o Marcos Rígidos)*. (Figura 2.1.1)

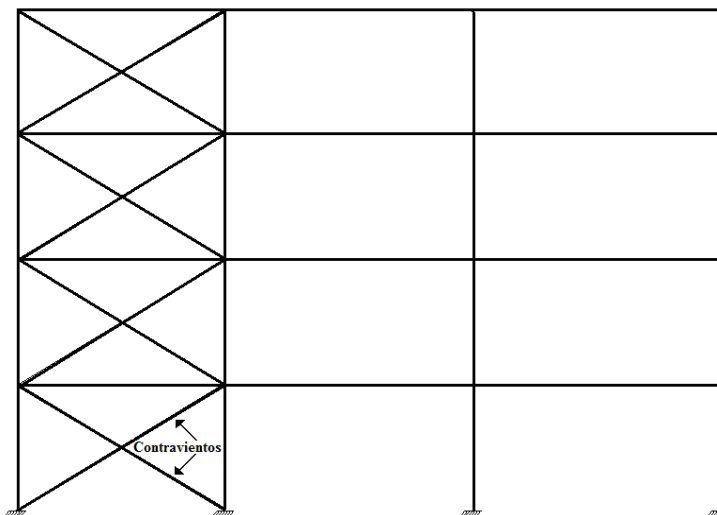


Figura 2.1.1 Marco con una cruzía contraventeada y dos crujeas sin Contravientos.

Los Marcos no contraventeados (o marcos no arriostrados) son también llamados marcos a momentos y son, en su forma más simple, uniones de vigas y columnas con las vigas rígidamente conectadas con las columnas. La resistencia a las fuerzas laterales es proporcionada sobre todo por la acción rígida del marco, por el desarrollo de los momentos a flexión y de las fuerzas cortantes en los elementos y en las conexiones del marco. En virtud de las conexiones rígidas viga-columna, un marco a momento no puede desplazarse lateralmente sin flexión de las vigas y de las columnas. La rigidez a momento y la resistencia de los elementos del marco es por lo tanto la fuente primaria de rigidez lateral y resistencia para el marco completo.

Los marcos a momento de acero han sido populares en muchas regiones de alta sismicidad por varias razones. Primero, estos marcos se han visto como sistemas altamente dúctiles. Segundo, son populares debido a su flexibilidad arquitectónica. No hay elementos diagonales que bloquean las aberturas en las paredes, proporcionando la flexibilidad máxima para la utilización del espacio (Figura 2.1.2). Comparado con los marcos arriostrados o contraventeados, los marcos a momentos sujetos a cargas laterales requieren generalmente secciones más grandes de sus elementos estructurales, ya que requieren soportar los límites asignados en las deformaciones laterales y distorsiones de entrepiso establecidas por los códigos. Esto también puede dar lugar a mayor daño no estructural en sus demás elementos, por una distorsión inducida bajo cargas de sismos.

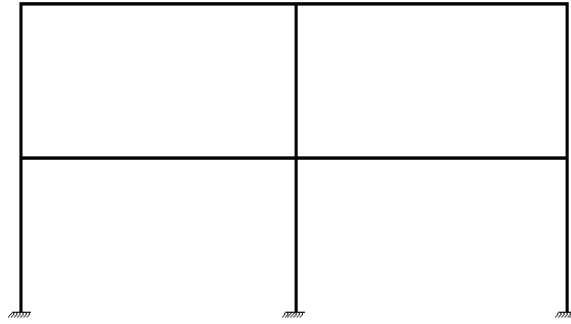


Figura 2.1.2 Marco sin Contraviento o Marco Rígido.

2.2 Tipos de Marcos Contraventeados (o Marcos Arriostrados)

Estos son sistemas que resisten cargas laterales básicamente al desarrollar altas fuerzas axiales en algunos miembros del marco (Figura 2.2.1). En sus elementos diagonales se proporcionan configuraciones estables y solo un pequeño porcentaje de la carga lateral transmitida genera efectos de flexión en sus conexiones. A falta de conexiones a momento, se puede dar estabilidad y resistencia con las diagonales, siendo más eficiente esta solución que con conexiones rígidas. La diagonal al estar en tensión induce solo fuerzas axiales. Al incrementarse la rigidez de la diagonal se reparte la fuerza en las diagonales que no son necesariamente iguales; es común despreciar la resistencia en compresión, y diseñar las diagonales para la tensión.

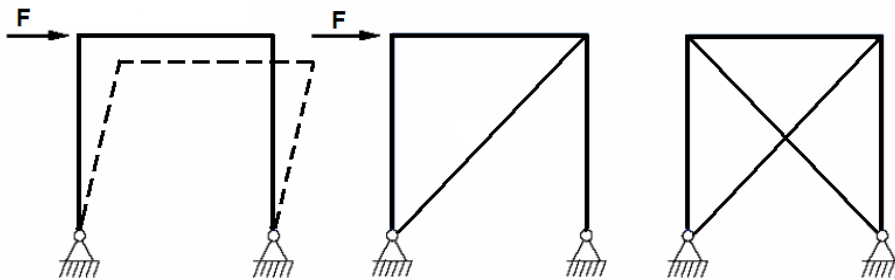


Figura 2.2.1 Sistema de Contravento en un Marco.

Existen dos tipos de sistemas de contravento, los marcos contraventeados concéntricos (MCC) y los marcos contraventeados excéntricos (MCE), esta diferencia se establece por la conexión que existe entre las diagonales y los otros elementos, si están conectadas concéntrica o excéntricamente.

2.2.1 Marcos Contraventeados Concéntricos (MCC)

A diferencia del marco sin arriostramiento o marco resistente a momento, el marco concéntricamente contraventado (MCC) es un sistema que se opone a la fuerza lateral y es caracterizado por su muy alta rigidez elástica. Esta alta rigidez se logra con la introducción de diagonales que refuerzan a los elementos que se oponen (ó resisten) a las fuerzas laterales sobre el marco estructural, mediante el desarrollo de acciones internas axiales y relativamente pequeñas acciones a flexión.

Las diagonales pueden ser de secciones transversales tubulares circulares o rectangulares, dobles ángulos juntos para formar las secciones T, secciones sólidas T, ángulos individuales, canales, y barras simples a tensión.

Las conexiones de estos sistemas son comúnmente compuestas por placas de refuerzo soldadas a las diagonales. Algunas configuraciones comunes de MCE son presentadas en la Figura 2.2.1.1.

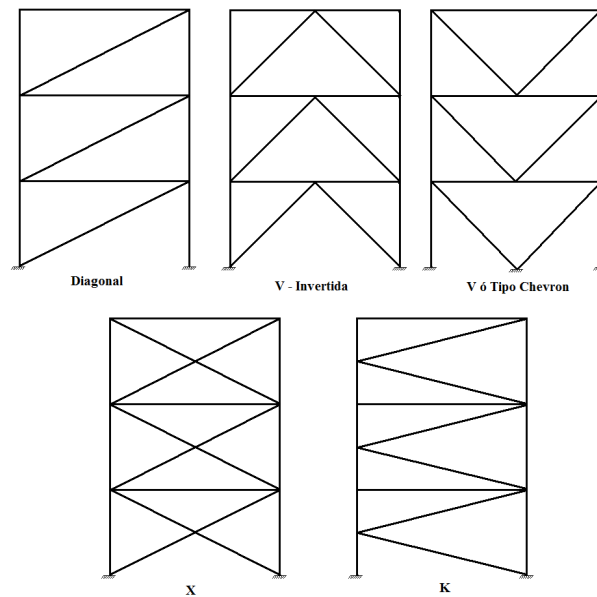


Figura 2.2.1.1 Configuraciones comunes de Marcos con Contravientos Concéntricos (MCC).

2.3 Marcos Contraventeados Excéntricamente (MCE)

En este tipo de marcos al menos un extremo de cada contraviento intersecta a una viga en un punto equidistante de la intersección de la viga con la columna o con el contraviento opuesto (Figura 2.3.1). La sección corta de la viga entre contravientos opuestos, o entre un contraviento y la intersección viga-columna, es llamado “viga eslabón” (“link beam”) y es el elemento del marco requerido para dar fluencia cíclica inelástica. En la Figura 2.3.1 se muestran configuraciones comunes de Marcos Contraventeados Excéntricos (MCE).

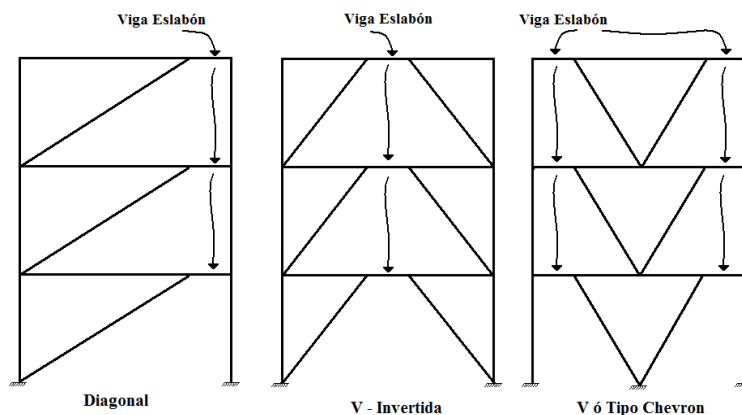


Figura 2.3.1 Configuraciones comunes de Marcos con Contravientos Excéntricos (MCE).

El propósito del diseño de los MCE es dar ductilidad en lugar de conectar estos contravientos cuando el marco experimenta cargas dinámicas excesivas superiores a su resistencia elástica. Sin embargo, usualmente son más fáciles de detallar, y son más complejos de diseñar que los MCC.

Los MCE tienen la característica particular de poseer una rigidez en el rango elástico conjuntamente con una excelente ductilidad y disipación de energía en el rango de comportamiento inelástico, lo que los hace muy apropiados para ser utilizados como sistemas sismorresistentes en zonas de alta sismicidad.

En los MCE la rigidez lateral es básicamente una función de la proporción de la longitud de la viga eslabón respecto al claro total. Cuando la viga eslabón se construye más corta, el marco se vuelve más rígido, acercándose a la rigidez de un marco con contravientos concéntricos, pero cuando la viga eslabón es más larga, el marco tiende a la rigidez de un marco a momento.

El diseño de un MCE se basa en el concepto de un marco que seguirá siendo esencialmente elástica a excepción de la viga eslabón. Durante cargas extremas se prevé que las vigas eslabón tengan una deformación inelástica con ductilidad y disipación de energía significativas.

Existen tres variables importantes en el diseño de un MCE:

- La configuración del sistema de contraventeo,
- La longitud de la viga eslabón, y
- Las características de la sección de la viga eslabón.

Una vez que estas variables han sido seleccionadas y validadas, los aspectos restantes del diseño de la estructura se pueden seguir con un impacto mínimo en cuanto a la configuración, la longitud y tamaño de la viga eslabón.

La identificación de un procedimiento sistemático para evaluar el impacto de las variables más importantes es esencial para el diseño de los MCE. El diseñador puede iterar a través de una gran cantidad de combinaciones posibles. Una estrategia propuesta es:

- 1) Establecer los criterios de diseño.
- 2) Identificar una configuración de contraventeo.
- 3) Seleccionar una longitud para la viga eslabón.
- 4) Elegir una sección adecuada para la viga eslabón.
- 5) Diseño de contravientos, columnas y otros componentes de la estructura.

El diseño de los MCE, como la mayoría de los problemas de diseño, es un proceso iterativo. La mayoría de los diseñadores hacen una configuración preliminar, una selección de la longitud y sección de la viga eslabón basado en aproximaciones de diseño por cortante.

Una vez que se identifican las configuraciones y los tamaños preliminares, se anticipa que el diseñador tendrá acceso a un programa computacional para realizar un análisis elástico para verificar las características del edificio, como el período, el cortante basal, la distribución del cortante dentro del edificio, la deflexión elástica de la estructura y de la distribución de las fuerzas en los elementos del marco.

El diseño óptimo de la viga eslabón requiere de cierta flexibilidad en la selección de su longitud y de su configuración. Satisfacer las características arquitectónicas es generalmente más fácil en el diseño de un MCE que en un MCC. La coordinación entre el

arquitecto y el ingeniero estructural es necesaria para optimizar el rendimiento estructural con los requisitos arquitectónicos.

2.4 Viga Eslabón (VE)

Como ya se mencionó antes la viga eslabón (VE) es el segmento entre contravientos opuestos, o entre un contraviento y la intersección de viga y columna, como se observa en la Figura 2.4.1. Éste es el elemento del marco encargado de dar capacidad inelástica.

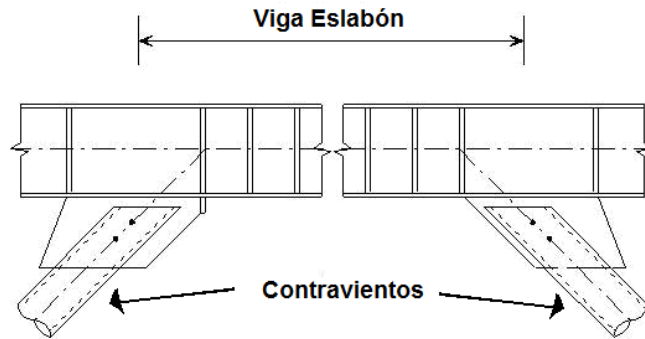


Figura 2.4.1 Segmento llamado Viga Eslabón (VE).

Para tomar ventaja de la ductilidad de la VE, es importante que todos los elementos del marco sean lo suficientemente resistentes para que ésta viga fluya y mantenga su integridad estructural a través del rango de fuerzas y desplazamientos desarrollados durante la fluencia. Los contravientos son los elementos más vulnerables del marco porque las fuerzas sísmicas dominan sobre el diseño. Otros elementos como columnas y vigas son menos vulnerables, puesto que sus cargas sísmicas constituyen un porcentaje menor de sus cargas totales.

La rotación demandada de la VE es un múltiplo del desplazamiento lateral del marco, un múltiplo que está en función de la geometría del marco. Mientras más corta sea la longitud, mayor será su rotación. (Figura 2.4.2)

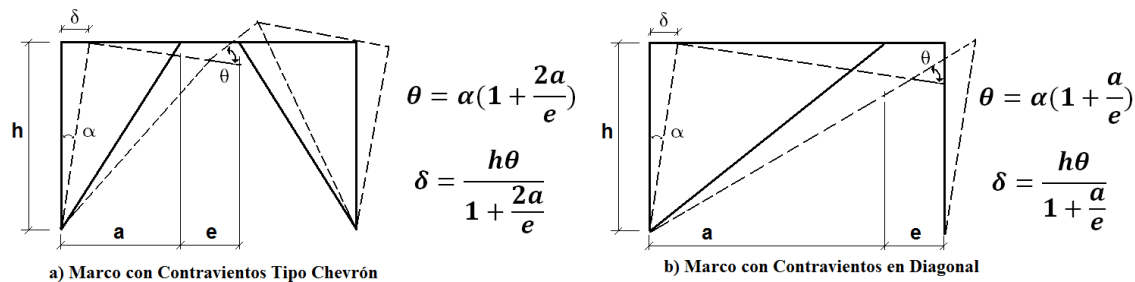


Figura 2.4.2 Rotación de la Viga Eslabón.

2.4.1 Longitud de la Viga Eslabón

El comportamiento inelástico de una VE es influenciado por su longitud de manera significativa. Cuanto más corta sea la longitud de ésta, mayor será la influencia de la fuerza cortante sobre su rendimiento inelástico.

Las VE normalmente se comportan como vigas cortas sometidas a cargas iguales de cortante aplicadas en direcciones opuestas en sus extremos. Con este tipo de carga, el momento en cada extremo es igual y en la misma dirección.

La deformación de la viga tiene forma de “S” con un punto de inflexión al centro del claro. El momento es igual a $\frac{1}{2}$ veces el cortante por la longitud e . Esto se muestra en la Figura 2.4.1.1.

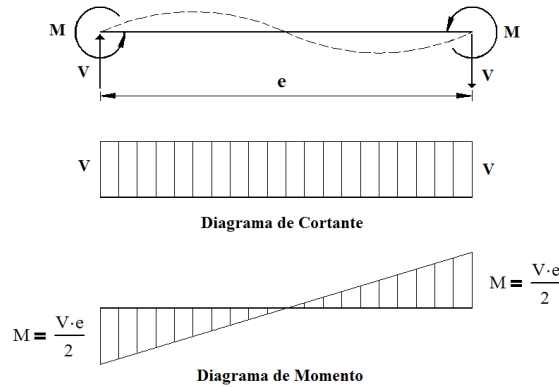


Figura 2.4.1.1 Cargas típicas en una Viga Eslabón.

La fluencia por fuerza cortante tiende a ocurrir de manera uniforme a lo largo de toda la longitud, e , de la viga eslabón y es muy dúctil con una capacidad inelástica considerablemente superior a la prevista por el cortante del área del alma de la sección, siempre que el alma esté adecuadamente restringida al pandeo.

Según las longitudes de la VE, ésta se comporta de la siguiente manera:

$e < 1.3 \frac{M_p}{V_p}$ Asegura un comportamiento en Cortante. (Egor P. Popov, Kazuhiko Kasai, y Michael Engelhardt, 1978) (2.4.1)

$e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ Comportamiento controlado por la fluencia por Cortante, ocurren deformaciones plásticas. (Comité Sismológico y Asociación de Ingenieros Estructurales de California, 1996) (2.4.2)

$e = 2.0 \frac{M_p}{V_p}$ Comportamiento teóricamente controlado por el equilibrio entre la fluencia por Cortante y por Flexión. (Comité Sismológico y Asociación de Ingenieros Estructurales de California, 1996.) (2.4.3)

$e > 3.0 \frac{M_p}{V_p}$ Comportamiento controlado por la fluencia por Flexión. (Comité Sismológico y Asociación de Ingenieros Estructurales de California, 1996) (2.4.4)

donde

$$M_p = Z_x F_y \quad y \quad V_p = 0.6(d - 2t_f)t_w F_y, \quad \text{son las propiedades de la VE.} \quad (2.4.5)$$

Cuando las VE se plastifican en cortante se considera que tiene mejores características de disipación de energía. La mayor parte de la investigación de los MCE ha probado la capacidad cíclica inelástica de las VE en cortante con grandes rotaciones. Por consiguiente, la mayor parte de las disposiciones de diseño pretenden limitar la rotación de

la VE a las rotaciones cíclicas máximas de pruebas experimentales, además de los detalles derivados de las pruebas cuanto sea necesario, para asegurarse de que esta rotación puede ocurrir durante un número de ciclos sin falla.

La mayor parte de la investigación realizada hasta la fecha ha sido relativa a longitudes inferiores a $1.6 M_s / V_s$. En general, con estas longitudes se comportan bien, mostrando gran ductilidad con buena estabilidad en la respuesta de histéresis.

La selección de la longitud, e , de la VE es a menudo limitada por las restricciones de la configuración arquitectónica o de otra índole. En ausencia de restricciones, las estimaciones preliminares de esta longitud, e , son de $0.15L$ para las configuraciones Tipo Chevrón o en Diagonal, donde L es la longitud de la crujía.

La excelente ductilidad por cortante hace que la mayoría de los diseñadores utilicen las VE para que fluyan por cortante. Cuando la longitud mínima de la VE es restringida, algunas cubre-placas pueden añadirse en los patines para aumentar la capacidad a flexión, o bien la viga puede ser fabricada por varias placas.

La deformación plástica de la viga eslabón provocará una discontinuidad en la curvatura de la deflexión de la viga. Esto probablemente provoque que se concentren los daños estructurales en la viga y daños no estructurales en elementos asociados a la viga.

2.4.2 Selección de la Viga Eslabón

Las VE se seleccionan normalmente para satisfacer el área mínima del alma requerida para resistir el cortante de un contraviento excéntrico. Porque un exceso en el área del alma de la VE requerirá de sobre-dimensionamiento en otros componentes del marco, porque éstos se deben diseñar para resistir toda la capacidad de las VE.

Las deformaciones por cortante en la VE suelen contribuir poco a la deformación elástica de un marco. La deformación elástica está dominada por la flexión de las vigas y columnas, y por la deformación axial de las columnas y los contravientos. La deformación elástica de la estructura está dominada también por la rotación de la VE causada por la deformación por cortante. En consecuencia, las VE que parecen ser las más rígidas, en un análisis elástico tienen mayor capacidad a cortante.

En general, el diseño de una VE se optimiza seleccionando una sección con la mínima capacidad necesaria a cortante y con la máxima capacidad disponible a flexión.

2.4.3 Capacidad de la Viga Eslabón

El elemento de un MCE llamado VE es el "fusible" que determina la resistencia de otros elementos, tales como las diagonales y las columnas; su diseño debe ser optimizado, con base en la resistencia de fluencia real de los materiales.

2.4.4 Dimensionamiento de los Contravientos

Una vez seleccionada la VE, las dimensiones de los contravientos son determinados por la resistencia de esa viga, y las fuerzas del contraviento calculadas en el análisis elástico no regirán y no serán usadas en el diseño del contraviento. El diseño de los contravientos será por las fuerzas máximas que transmite la viga adyacente.

2.4.5 Dimensionamiento de las Columnas

Para el dimensionamiento de las columnas se requiere que éstas permanezcan elásticas. Las demandas de las columnas provienen de las VE de todos los niveles superiores. El grado de fluencia y de endurecimiento por deformación que se presentan simultáneamente en las VE determina la fuerza axial máxima que puede desarrollarse en las columnas.

2.4.6 Conexión Contraviento-Viga

Se requiere que esta conexión desarrolle la resistencia a compresión del contraviento y que ninguna parte de la conexión se extienda en el área del alma de la VE. La prohibición de la extensión de la conexión en la VE es para prevenir modificaciones físicas que puedan alterar las características de resistencia y deflexión de la viga eslabón.

2.4.7 Conexión Viga-Columna

Se considera sólo la transmisión de fuerzas entre los elementos de la conexión.

2.5 Diseño por Capacidad

A principios de los años 1960's, se inicia por J.P. Hollings en Nueva Zelanda (*Piqué, 1995*) una estrategia de diseño de edificios denominada "Diseño por Capacidad". Está dirigida a evitar el colapso de edificaciones ante sismos severos.

El objetivo del diseño por capacidad es "diseñar una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por un sismo", lo que se enfoca a evitar el colapso a pesar de haberse excedido su resistencia. Algunos de los principios en los que se basa este procedimiento son:

- Las zonas de comportamiento inelástico son claras y previamente identificadas ó definidas y diseñadas para alcanzar la resistencia necesaria.
- Las formas indeseables de deformación inelástica deben evitarse, asegurándose que su resistencia sea mayor a la capacidad, incluyendo la sobrerresistencia de las articulaciones plásticas.

La filosofía que orienta el diseño sismorresistente está plasmada en los llamados criterios de diseño que usualmente van desarrollados en las normas de diseño. Ésta define cual es el comportamiento deseado. La gran mayoría de normas del mundo coinciden en que los objetivos generales de la construcción sismorresistente deben seguir los siguientes principios:

- 1) Prevenir daños no estructurales para sismos pequeños que pueden ocurrir frecuentemente durante la vida útil (de servicio) de una estructura.
- 2) Prevenir daños estructurales y hacer que los no estructurales sean mínimos, para sismos moderados que pueden ocurrir de vez en cuando (usualmente se señala expresamente que la estructura sufrirá varios de éstos).
- 3) Evitar el colapso o daños graves en sismos intensos y de larga duración que pueden ocurrir raras veces (usualmente uno durante la vida útil de la estructura).

El diseño por capacidad hace posible el diseño de estructuras que son capaces de mantener su integridad estructural cuando se deforman bajo el efecto de las acciones sísmicas. El objetivo fundamental del diseño por capacidad consiste en dar lugar a sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de desarrollar un mecanismo plástico estable y consistente.

Dentro de un contexto más general, es posible entender el objetivo del diseño por capacidad al contrastarlo con los objetivos del diseño sísmico de una estructura de ocupación estándar.

Etapas del diseño por capacidad.

- 1) Identificación y jerarquización de modos de comportamiento y falla.
 - Estables.
 - Indeseables.
 - Inaceptables.
- 2) Selección de un mecanismo inelástico aceptable.
 - Afinar sistema y configuración estructural.
 - Identificar zonas donde se acumularán las demandas inelásticas de deformación.
- 3) Diseño del mecanismo inelástico.
 - Revisiones geométricas.
 - Diseño del mecanismo inelástico.
 - Detallado de zonas donde se acumularán las demandas inelásticas.
 - Diseño y detallado contra modos de comportamiento indeseables.
 - Diseño y detallado contra modos de falla inaceptables.

2.6 Antecedentes e Historia de los MCE. Estudios teóricos y experimentales

El uso de contravientos ó diagonales en edificios comenzó a principios del siglo XIX con la finalidad de resistir el efecto del viento. Los primeros sistemas usados fueron edificios industriales y puentes. En las primeras aplicaciones se usaban elementos a tensión y con una configuración en X. El uso de estos elementos se generalizó en los años 1960's y 1970's con la publicación de especificaciones de sismos más detallada.

Se han hecho varios estudios teóricos y experimentales sobre los marcos con contravientos excéntricos (MCE), algunos de estos estudios se basan en el diseño por capacidad, bajo condiciones de sismicidad alta y moderada.

El Doctor Egor P. Popov, realizó varios trabajos de investigación tanto teóricos como experimentales de los MCE. En 1978, junto con Charles W. Roeder, realizó un trabajo experimental sobre estos MCE "Marcos de Acero Contraventeados Excéntricamente por Diseño Sísmico". Los experimentos de estos sistemas (a escala 1/3) mostraron que dicho sistema se comporta según lo previsto en los análisis previos: se disipa grandes cantidades de energía manteniendo una estructura rígida y ofrece muchas aplicaciones en el diseño sísmico de estructuras de acero.

En el año 1984, Popov junto con Keith D. Hjelmstad, realizó un trabajo teórico sobre las características de los MCE, se estudiaron algunas características fundamentales del comportamiento de estos MCE con ejemplos teóricos sencillos. Los resultados de ese trabajo proporcionan una evaluación cualitativa del comportamiento de estos sistemas para su uso o implementación en regiones sísmicamente activas.

En ese mismo año (1984) junto con James O. Malley, realizó un trabajo de investigación sobre las VE en los MCE. Este trabajo constó de realizar pruebas a 12 Vigas

Eslabón sometidas a cargas cíclicas. Los resultados de las pruebas realizadas fueron evaluados mediante la disipación de energía como su parámetro básico. Se llegó a un procedimiento de diseño que incluyó recomendaciones sobre la determinación de la configuración estructural, las secciones de los elementos, el detalle de la conexión de las VE con los otros elementos, detalle del refuerzo en el alma de las VE (atiesadores).

En 1987 junto con James M. Ricles presentó un informe que trata el análisis no lineal de marcos de acero contraventeados excéntricamente (MCE) para condiciones de carga cíclica dinámica y estática. Desarrollaron dos modelos analíticos utilizando una formulación de elementos finitos. Los resultados analíticos se comparan con los experimentales, en cuanto al comportamiento global de los marcos. Se evalúa el diseño sísmico por los principios de diseño por capacidad.

En 1989 Egor P. Popov también realizó un trabajo de investigación, junto con Michael Engelhardt, “Comportamiento de Vigas Eslabón largas en MCE”, este trabajo fue experimental que constó en someter a cargas cíclicas a 14 Vigas Eslabón ensambladas con una diagonal, dos columnas y una viga. Basándose en los resultados de estos experimentos se realizaron recomendaciones preliminares de diseño para el uso de estas VE largas. Se incluyeron recomendaciones sobre fuerzas de diseño, resistencia, capacidad de rotación plástica. También se hicieron recomendaciones de los detalles en las conexiones de las VE con los demás elementos. También en ese año estos autores realizaron un trabajo que aborda una serie de problemas de diseño de los MCE, que en opinión de los mismos autores, no están suficientemente considerados en la práctica o en las disposiciones de los códigos de diseño (de EUA). Se revisó la filosofía global de los MCE con especial referencia al concepto del “diseño por capacidad”. El trabajo también presenta algunas observaciones importantes de la investigación experimental realizada anteriormente por estos mismos autores.

En el año 1992, los autores Egor P. Popov y Michael D. Engelhardt, realizaron otra investigación que trata de proporcionar datos sobre una serie de cuestionamientos. El estudio trató de desarrollar una mejor comprensión de los mecanismos de control de rendimiento y los modos de falla a lo largo de las Vigas Eslabón, también recopilar datos sobre la capacidad de rotación plástica y resistencia a la ruptura de las Vigas Eslabón. El estudio también evaluó el desempeño de determinados detalles de la conexión Viga Eslabón-Columna, llegando a conclusiones interesantes las cuales fueron recomendaciones para el código de diseño de los MCE.

Otros investigadores se han interesado y realizado estudios teóricos y experimentales sobre los MCE. En 2005 Tachiro Okazaki, Gabriela Arce, Han-Choul Ryu y Michael D. Engelhardt realizaron un estudio experimental del pandeo local, sobre resistencia y fractura de las Vigas Eslabón en los MCE. Éste fue un trabajo experimental donde se llevaron a cabo pruebas a 23 MCE a los cuales se les estudió su comportamiento ante cargas cíclicas. Los objetivos de estas pruebas fueron hacer una reevaluación de los límites de esbeltez y los factores de sobre resistencia de las Vigas Eslabón. También fue investigado el rendimiento de las VE ante historia de cargas. Estas VE fueron de Acero ASTM A992 ($F_y = 50 \text{ Ksi}$ ó 3515 kg/cm^2) con diferentes longitudes para que fluyan por cortante y por flexión. Se proporcionaron datos sobre los efectos del pandeo y sobre resistencia. El trabajo de investigación concluye con una serie de recomendaciones de diseño para las Vigas Eslabón.

En años más recientes, en 2006, P. Richards y C. M. Uang realizaron un estudio sobre el Diseño Basado en Capacidad de Marcos Contraventeados Excéntricos. Aquí se observó que los tamaños de vigas y columnas en los marcos contraventeados excéntricos dependen de la capacidad de la viga eslabón. Los Contravientos son diseñados para las fuerzas máximas de la viga eslabón adyacente. Las demandas de las Columnas, sin embargo, provienen de todos los niveles superiores. La fluencia y endurecimiento por deformación de las vigas eslabón determinan la máxima carga axial que puede desarrollarse en las columnas. Las cargas axiales fueron investigadas usando resultados de análisis tiempo-historia. El endurecimiento por deformación y las demandas correspondientes en las columnas excedieron los valores prescritos por el AISC95.

En 2008, J. Rozon, S. Koboevic y R. Tremblay, publicaron un artículo llamado *“Estudio del Comportamiento Global de Marcos Con Contravientos Excéntricos en Respuesta a Cargas Sísmicas”*. Este artículo describe el trabajo relacionado con dos objetivos: decidir los modelos analíticos más apropiados para representar el comportamiento sísmico de todos los elementos de un MCE, y verificar si los procedimientos de diseño consiguen la respuesta deseada del marco. Los marcos se diseñaron para condiciones típicas sísmicas de Norteamérica. Los resultados demostraron que los modelos analíticos dan similitudes en relación con las fuerzas máximas de los elementos pero presentan variabilidad mucho más alta respecto a deformaciones inelásticas tanto en elemento y a nivel estructural global.

También en 2008 S.O. David y S. Koboevic realizó una investigación llamada *“Rendimiento sísmico de marcos contraventeados excéntricos diseñados para condiciones canadienses”*. En esta investigación se descubrió que los requisitos de ductilidad no controlan el diseño. La acción sísmica de los marcos fue investigada usando un análisis no lineal historia de deformaciones-tiempo, esto para valorar si los procedimientos de diseño alcanzaron la respuesta deseada para estos marcos. Los resultados obtenidos indicaron que las estructuras desarrollaron fuerzas cortantes y deformaciones altas, las que se previeron en el diseño. A pesar de la sobre-resistencia, el límite de fluencia de las diagonales y columnas también fueron observados.

Xue Ming Han, P. Eng, en 2008 realizaron un estudio sobre los MCE, *“Diseño de Marcos Contraventeados Excéntricos para regiones de moderada sismicidad”*. En este estudio veintidós marcos con una configuración de contravientos tipo chevron fueron diseñados para investigar la influencia de la altura de la estructura, la longitud de la Viga Eslabón y varios niveles de relación de cargas de viento y sismo. Estas estructuras fueron analizadas bajo cargas laterales monotónicas y dinámicas. Se llegó a la conclusión de que pequeños factores de sobre-resistencia pueden ser usados para el diseño de diagonales y columnas, esto en regiones de moderada sismicidad. Las demandas menores de ductilidad experimentadas también indican que los requerimientos de detallado para VE cortas no pueden ser consideradas.

Capítulo III. Acelerogramas Seleccionados

3.1 Fenómenos Naturales

Existen diversas manifestaciones de la naturaleza, éstas son las lluvias, mareas, vientos, sismos, terremotos, géiser, volcanes. Algunas manifestaciones de la naturaleza son diarias y podemos acostumbrarnos a ellas, y algunas otras afectan profundamente aunque ocurren esporádicamente. Algunas de estas últimas son los llamados “desastres naturales” (Terremotos, Tsunamis – maremotos-, lluvias prolongadas que conllevan inundaciones, tornados, etc.).

Existen varias clases de “desastres naturales”, dicha clasificación es:

- Fenómenos Naturales Hidrológicos: oleajes de tempestad, tsunamis, maremotos.
- Desastres Meteorológicos: Huracanes, tifones, ciclones, granizos, tornados, sequías, nevadas, cambios repentinos de clima hacia el frío o calor excesivo.
- Fenómenos naturales Geofísicos: avalanchas, movimientos sísmicos, erupción de volcanes, aludes.
- Fenómenos Biológicos: marea roja (sobre la superficie del agua aparecen moluscos que transportan toxinas y alteran la cadena trófica).

3.2 Movimientos sísmicos ó sismos

Los sistemas de marcos que serán estudiados son para resistir cargas sísmicas por lo que el fenómeno que a nosotros nos interesa es el de movimientos sísmicos ó sismos, cuyo origen se encuentra en la acumulación de energía que se produce cuando los materiales del interior de la Tierra se desplazan, y son consecuencia de las actividades volcánicas y tectónicas, que se producen principalmente en los bordes de las llamadas placas tectónicas.

También existen otras causas por las que se generan los sismos: desprendimiento de rocas en las laderas de las montañas y el hundimiento de cavernas, variaciones bruscas en la presión atmosférica por ciclones e incluso la actividad humana.

Este movimiento sísmico se propaga mediante ondas (similares al sonido). Estas ondas sísmicas se presentan en tres tipos principales:

- Ondas longitudinales, primarias ó P: tipo de ondas de cuerpo que se propagan a una velocidad de entre 8 y 13 km/s y en el mismo sentido que la vibración de las partículas. Circulan por el interior de la Tierra, atravesando tanto líquidos como sólidos. Son las primeras que registran los aparatos de medida o sismógrafos, de ahí su nombre "P".
- Ondas transversales, secundarias o S: son ondas de cuerpo más lentas que las anteriores (entre 4 y 8 km/s) y se propagan perpendicularmente en el sentido de vibración de las partículas. Atraviesan únicamente los sólidos y se registran en segundo lugar en los aparatos de medida.
- Ondas superficiales: son las más lentas de todas (3.5 km/s) y son producto de la interacción entre las ondas P y S a lo largo de la superficie de la Tierra. Son las que producen más daños. Se propagan a partir del epicentro y son similares a las ondas que se forman sobre la superficie del mar. Este tipo de ondas son las que se registran en último lugar en los sismógrafos.

3.3 Sismos en México

La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas (*Servicio Sismológico Nacional, 2010*). Esto se realizó con fines de diseño antisísmico. Para realizar esta división se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios de siglo, grandes sismos que aparecen en los registros históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo.

La figura 3.3.1 presenta la zonificación sísmica de la República Mexicana (*Servicio Sismológico Nacional, 2010*).

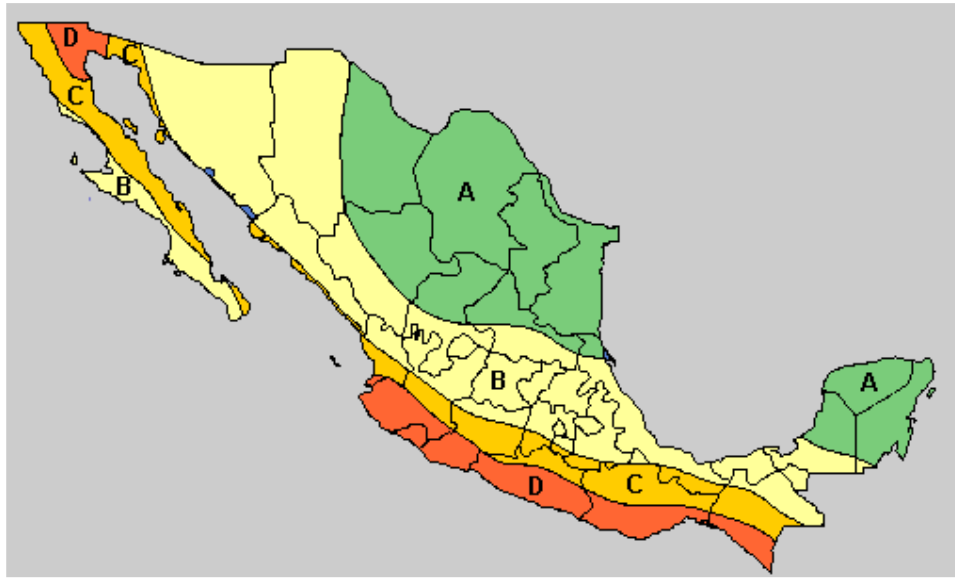


Figura 3.3.1 Zonificación República Mexicana(SSN, 2010).

3.4 Registros Sísmicos: Acelerogramas

Existen aparatos para medir los sismos, entre ellos se encuentran los sismógrafos, que su uso es principalmente para determinar los epicentros y los mecanismos focales, para fines de ingeniería los más importantes son los acelerógrafos que tienen como función proporcionar la variación de aceleraciones con el tiempo en el lugar donde han sido colocados. Estos acelerógrafos contienen sensores dispuestos a manera de registrar la aceleración del terreno en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical). Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son: la aceleración máxima del terreno, expresada generalmente como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento, y el contenido de frecuencias. Este último se refiere a la rapidez del cambio de dirección del movimiento y es importante en cuanto a definir el tipo de estructura que será más afectada.

3.5 Acelerogramas de Sismos Mexicanos

Para el análisis de los edificios prototipo a estudiar se utilizaron 12 acelerogramas de sismos mexicanos, en la tabla 3.5.1 se indican algunos parámetros relevantes de tales acelerogramas, y en las figuras 3.5.1 a 3.5.18 se presentan las gráficas de los acelerogramas y de sus respectivos espectros. Los registros fueron ordenados en forma descendente de acuerdo a la máxima aceleración del suelo registrada.

Tabla 3.5.1 Acelerogramas de Sismos Mexicanos.

EST	AMC (cm/s ²)	VM (cm/s)	DM (s)	DA1 (s)	DA2 (s)	I1 (cm/s)	I2 (cm/s)	I3 (cm/s)	I _{max} (cm/s)	I _{min} (cm/s)	P _{d1}	P _{d2}	T _M
CALE	400.7	11.73	3.45	15.12	16.35	204.8	105.1	158.6	222.4	141.1	42.97	28.7	0.25
MZ01	384.29	31.37	8.7	49.25	70.31	430.1	180.2	456	606.4	279.7	72.6	103	0.42
DELS	343.64	32.98	20.1	66.32	70.26	324.2	52.6	236	327	233.2	97.79	46.97	0.69
SICC	309.61	23.05	2.75	13.3	12.92	100.7	6.3	124.9	125.6	100	28.51	36.36	0.42
SICC	261.98	21.02	2.37			164.8	-	201.2	-	-	39.8	59	0.37
ZACA	260.9	29.16	17.32	48.65	43.31	87.8	156.2	247.7	264.4	139.5	92.8	163.3	0.53
CHI1	158.4	25.3	9.6	48.68	45.16	153.5	37.4	130.2	154.6	125.9	182.1	50	1.17
SCT1	167.1	57	20.2	78	84	7.6	224	120.5	289	88	1200	820	2.12
TLHB*	152.1	54.13	42.11	74	80	146.9	8.11	108.7	147.5	107	1301	1324	2.56
CPE045	82.6	34.4	27.8	159.3	130	6.1	102	113	132.1	94	1290	1310	3.1

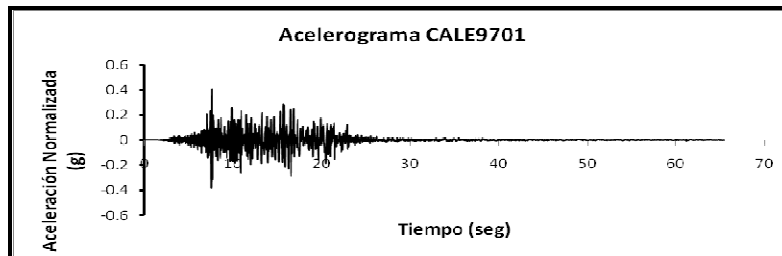


Figura 3.5.1 Acelerograma “CALE9710”, 11 de Enero de 1997.

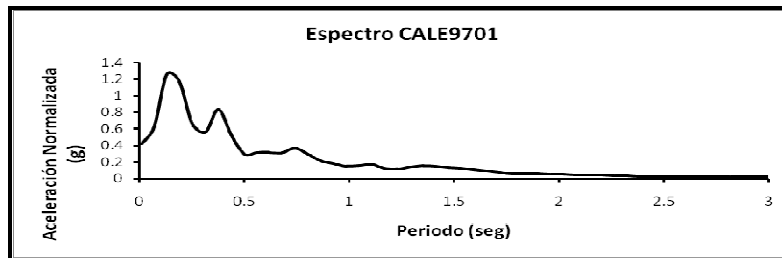


Figura 3.5.2 Espectro “CALE9710”, 11 de Enero de 1997.

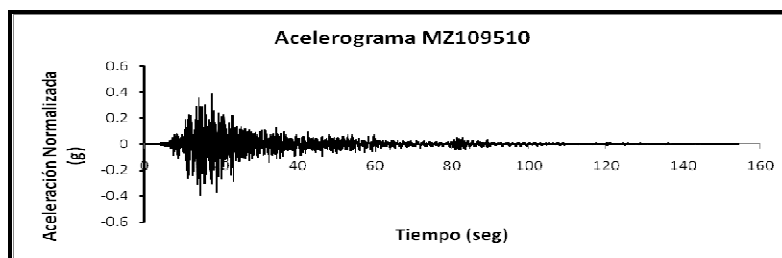


Figura 3.5.3 Acelerograma “MZ019510”, 9 de Octubre de 1995.

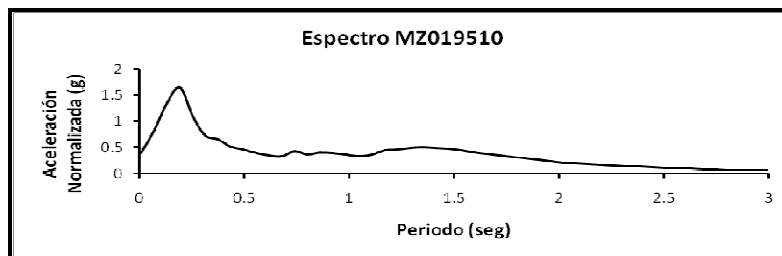


Figura 3.5.4 Espectro “MZ019510”, 9 de Octubre de 1995.

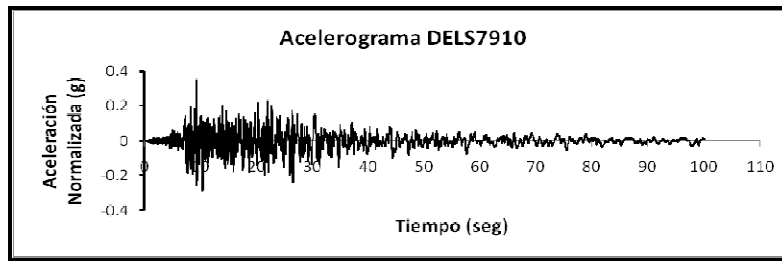


Figura 3.5.5 Acelerograma “DELS7901”, 26 de Enero de 1979.

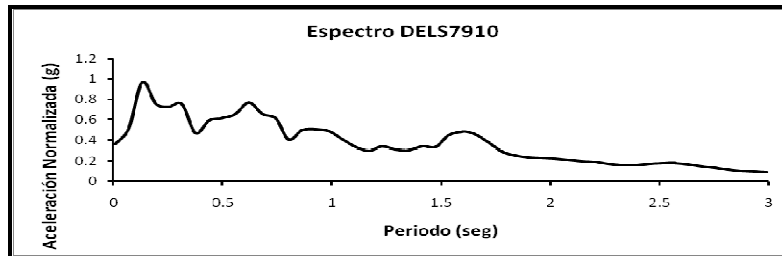


Figura 3.5.6 Espectro “DELS7910”, 26 de Enero de 1979.

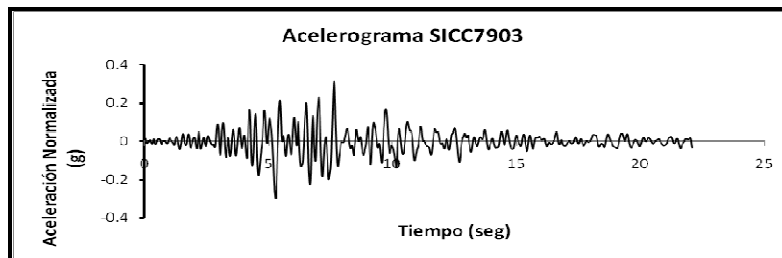


Figura 3.5.7 Acelerograma “SICC7903”, 14 de Marzo de 1979.

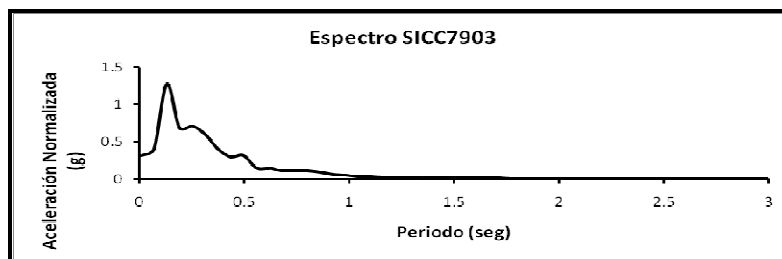


Figura 3.5.8 Espectro “SICC7903”, 14 de Marzo de 1979.

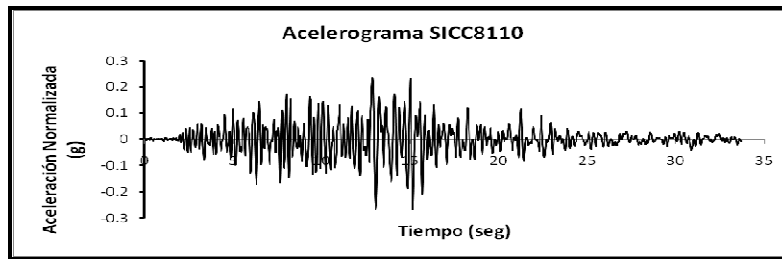


Figura 3.5.9 Acelerograma "SICC8110", 24 de Octubre de 1981.

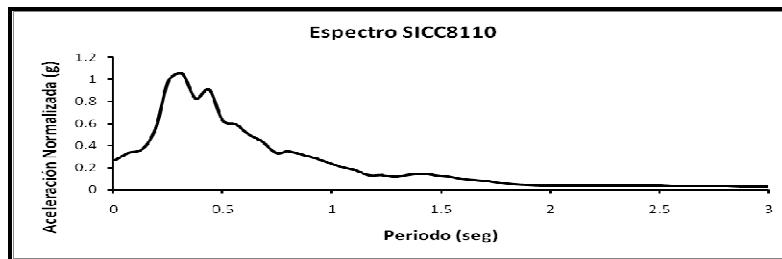


Figura 3.5.10 Espectro "SICC8110", 24 de Octubre de 1981.

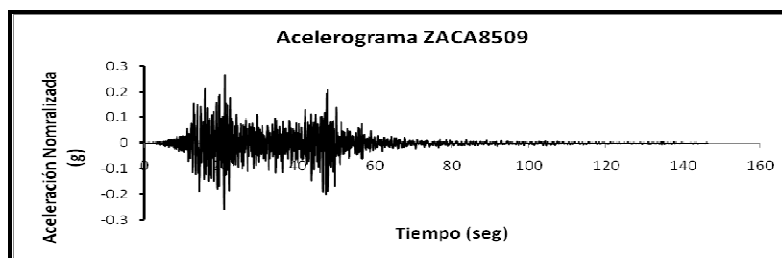


Figura 3.5.11 Acelerograma "ZACA8509", 19 de Septiembre de 1985.

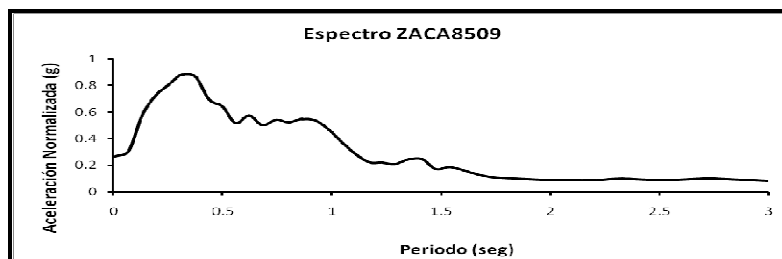


Figura 3.5.12 Espectro "ZACA8509", 19 de Septiembre de 1985.

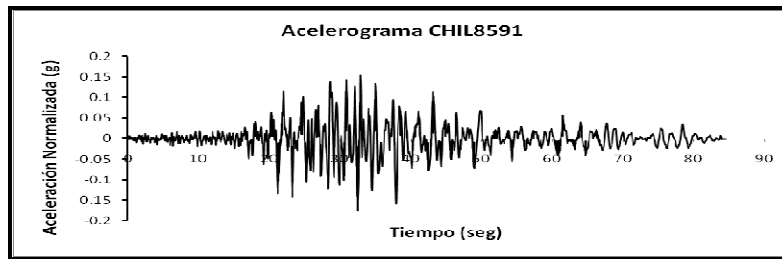


Figura 3.5.13 Acelerograma "CHIL8591".

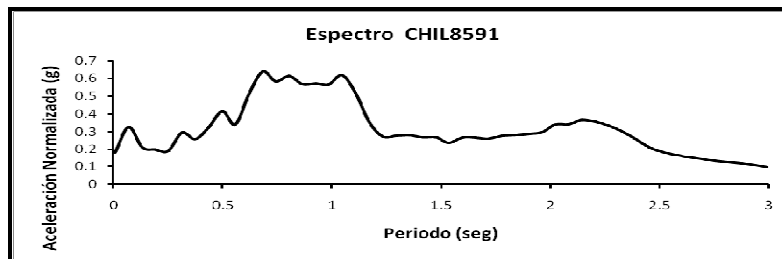


Figura 3.5.14 Espectro "CHIL8591".

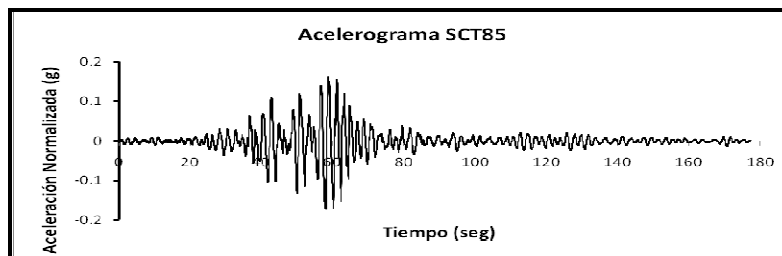


Figura 3.5.15 Acelerograma "SCT85", 19 de Septiembre de 1985.

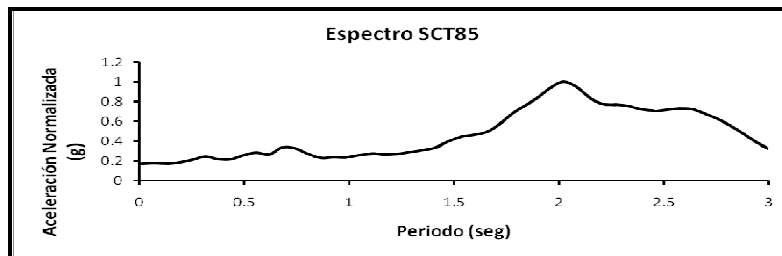


Figura 3.5.16 Espectro "SCT85", 19 de Septiembre de 1985.

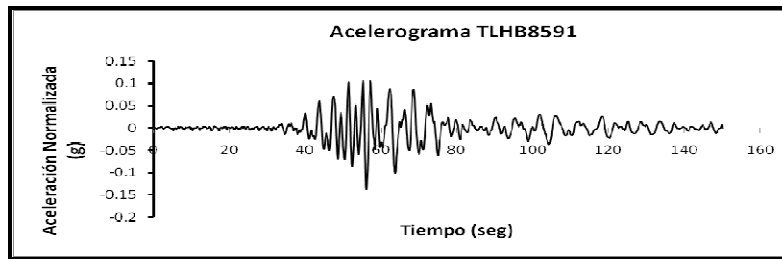


Figura 3.5.17 Acelerograma “TLHB8591”.

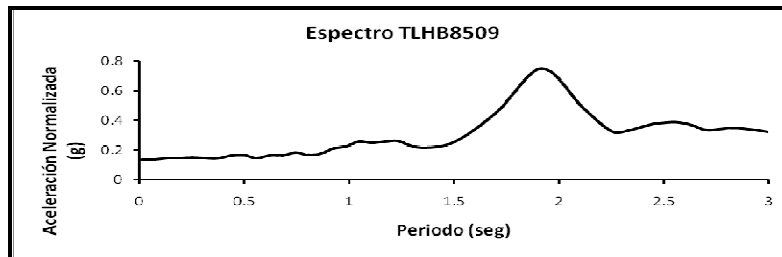


Figura 3.5.18 Espectro “TLHB8591”.

El registro CALE9710 tiene la aceleración mayor, de 400.7 cm/s^2 , que es 0.4 veces la aceleración de la gravedad ($g = 981 \text{ cm/s}^2$), en el espectro de respuesta, se puede notar que este registro afectará a edificios con periodos cortos, puesto que su pico más alto se encuentra en un periodo de aproximadamente 0.2 segundos con una aceleración de $1.3g$, pero también tiene otro pico, esto en aproximadamente 0.4 segundos con una aceleración del suelo de $0.8g$.

El registro MZ019510 con una aceleración máxima del suelo de 384.29 cm/s^2 que equivale a un 40% de la aceleración de la gravedad ($0.4g$), afecta a edificios con periodos cortos de aproximadamente 0.2 segundos pero en este caso la aceleración es de $1.7g$ (1667.7 cm/s^2) aproximadamente, esto nos dice que aun afectando los dos a edificios con periodos similares el registro MZ019510 tiene mayor impacto.

En los espectros de respuesta de los registros DELS7910 y ZACA8509 se ve que los edificios que tienen un periodo entre 0.15 y hasta 1.6 segundos aproximadamente son afectados unos en menor o mayor intensidad notando que la máxima aceleración es aproximadamente $0.9g$ (883 cm/s^2).

Los acelerogramas SICC7903 y SICC8110 muestran el mismo efecto que los mencionados inicialmente (CALE7901 y MZ109510) su mayor impacto son a los edificios con periodos entre 0.15 y 0.25 segundos con una aceleración máxima del espectro de respuesta de aproximadamente entre 1.1 y 1.3 veces la aceleración de la gravedad.

Las gráfica de espectro de respuesta del registro CHIL8591 muestra que en un rango de periodo muy largo, entre 0 y 2.4 segundos, la aceleración varía entre un $0.2g$ y $0.4g$, excepto en el rango entre 0.6 y 1.1 segundos, donde la aceleración es de aproximadamente $0.6g$. Esto nos dice que todos los edificios con periodos que estén dentro de estos rangos serán excitados con al menos un 20% de la aceleración de la gravedad.

Los espectros de respuesta de los registros SCT85 y TLHB8591 son similares. Los dos registros tienen un pico máximo de alrededor de los 2 segundos de periodo. La diferencia está en que para SCT85 le corresponde una aceleración máxima de $1.0g$ aproximadamente, y para TLHB8591 de aproximadamente $0.8g$.

El último registro (CPE045) con una aceleración del suelo menor a la de los demás, 82.6cm/s^2 ó $0.08g$. El espectro de respuesta presenta una máxima aceleración de $0.11g$ para un periodo de aproximadamente 0.2 segundos; el rango de aceleraciones mayores está entre 0.2 y 0.5 segundos aproximadamente.

3.6 Acelerogramas de Sismos de Otros Países

Para fines comparativos del análisis de los edificios prototipo a estudiar se utilizaron acelerogramas de sismos de otros países. Estos acelerogramas corresponden a los sismos de: *Northridge de 1994, (EUA)*; *Kobe en 1995, (Japón)*; *Chichi en 1999, (Taiwán)*, *Chile en 2010*. En las gráficas 3.6.1 a la 3.6.8 se muestran estos registros y sus respectivos espectros de respuesta.

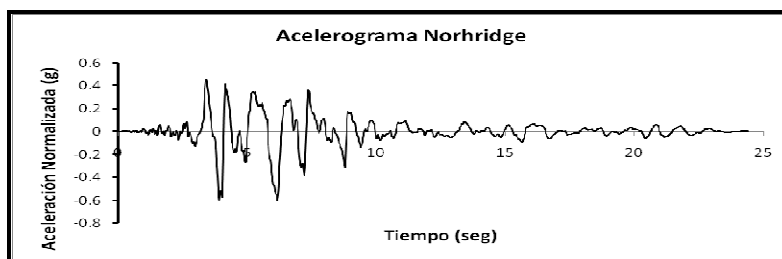


Figura 3.6.1 Acelerograma del Sismo de Northridge, EUA, 17 de Enero de 1994.

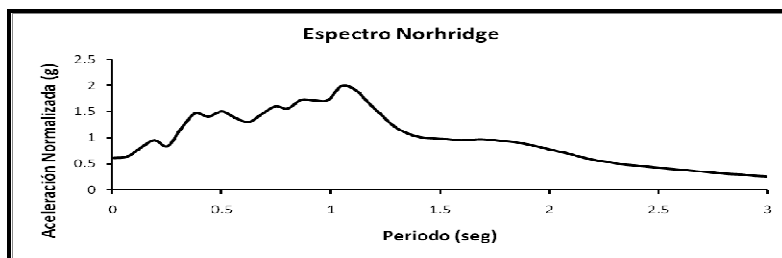


Figura 3.6.2 Espectro del Sismo de Northridge, EUA, 17 de Enero de 1994.

Se nota en la figura 3.6.2 que el máximo valor de la aceleración es de aproximadamente $2.0g$ para un periodo de 1.1 segundos, aunque hay un rango de 0 hasta casi 2 segundos que la aceleración no es menor de $0.5g$.

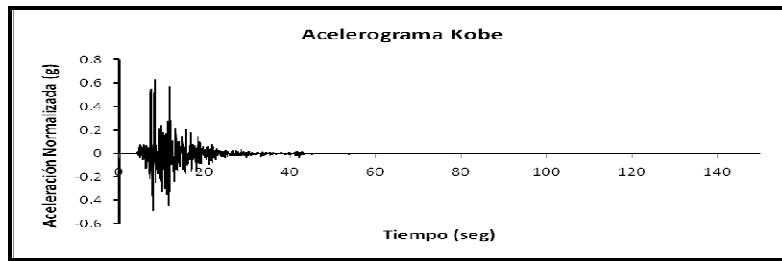


Figura 3.6.3 Acelerograma del sismo de Kobe, Japón, 17 de Enero de 1995.

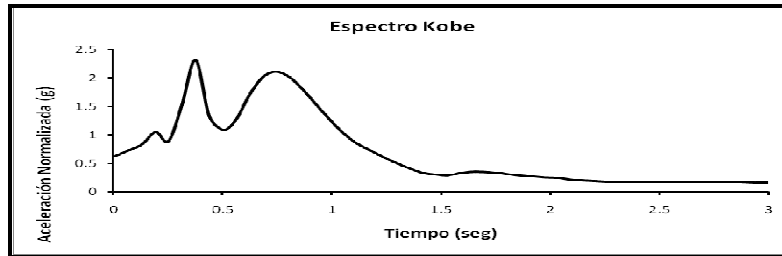


Figura 3.6.4 Espectro del sismo de Kobe, Japón, 17 de Enero de 1995.

El espectro de respuesta del sismo de Kobe muestra dos picos importantes en periodos de 0.4 y 0.7 segundos, para estos dos picos la aceleración es aproximadamente la misma, de 2.2g, después de estos picos la aceleración baja considerablemente.

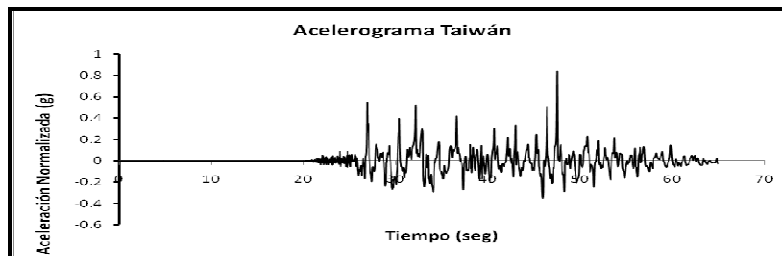


Figura 3.6.5 Acelerograma del sismo de Chichi, Taiwán, 21 de Septiembre 1999.

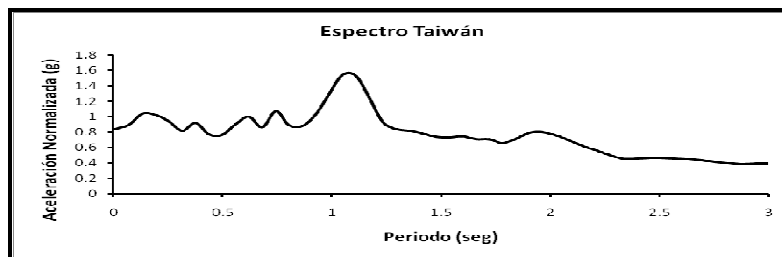


Figura 3.6.6 Espectro del sismo de Chichi, Taiwán, 21 de Septiembre 1999.

En la figura 3.6.6 del sismo de Taiwán se ve solamente un pico pronunciado, con una aceleración máxima de aproximadamente 1.6g para un periodo de 1.1 segundo, para un rango de 0 a casi 2.3 segundos la aceleración no tiene mucha variación de alrededor de 0.8g, excepto en el pico. Esta aceleración (1.6g) es la menor de los registros de sismos seleccionados de otros países.

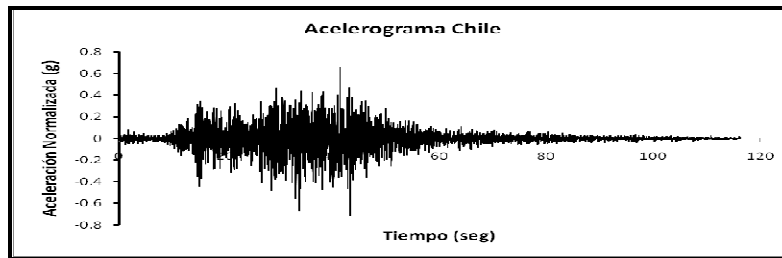


Figura 3.6.7 Acelerograma del sismo de Chile, 27 de Febrero de 2010.

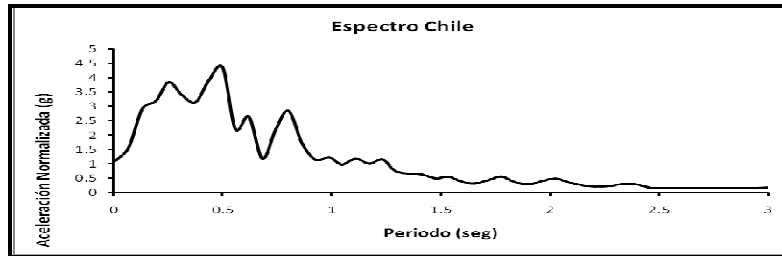


Figura 3.6.8 Espectro del sismo de Chile, 27 de Febrero de 2010.

El sismo de Chile (2010), como se ve en la figura 3.6.8, excita con una aceleración máxima de $4.5g$ a edificios con un periodo de 0.5 segundos aproximadamente; y para un rango de 0.1 a 0.6 segundos la aceleración va de 2.5 a 3 veces la aceleración de la gravedad (g) pasando por el máximo. Este es el sismo con mayor aceleración y duración.

Capítulo IV. Diseño de Edificios Estudiados

4.1 Descripción de los Edificios Prototipo

Los edificios prototipo son de 3, 6 y 12 niveles, compuestos de perfiles de acero estructural, y estructurados con MCE. El diseño de los marcos se realizó para cumplir con los requisitos de ductilidad alta, esto es con un coeficiente sísmico de 4, ($Q = 4$). También se diseñaron para cumplir con los requisitos de resistencia, ductilidad baja, esto es con un coeficiente sísmico de 2 ($Q = 2$), el modelado de los edificios se realizó en el programa computacional *ETABS Nonlinear Version 9.5.0*. Todos los elementos se modelaron como tipo “frame”. Se incluyeron zonas rígidas en los extremos de acuerdo con la geometría de los elementos que llegan a cada nodo (se utilizó un factor de rigidez de 0.5). Todos los apoyos del edificio fueron modelados de forma empotrada. Cada uno de los niveles se modeló por medio de un diafragma rígido, localizando el centro de masas en el centro geométrico de cada losa. Las masas fueron aplicadas en este centro de masa y debido a la regularidad de la estructura no se tuvo en cuenta el efecto de la torsión accidental. En el modelo de análisis se incluyeron los efectos de segundo orden. En las Figuras 4.1.1 a 4.1.6 se presentan las dimensiones de los edificios.

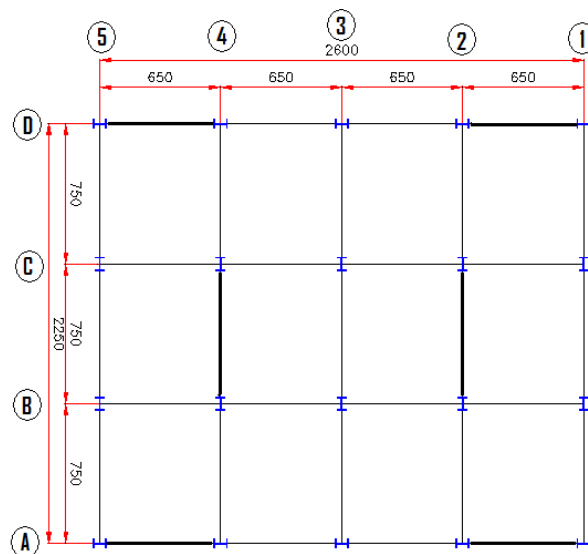


Figura 4.1.1 Dimensiones (cm). Planta Edificio de 3 Niveles.

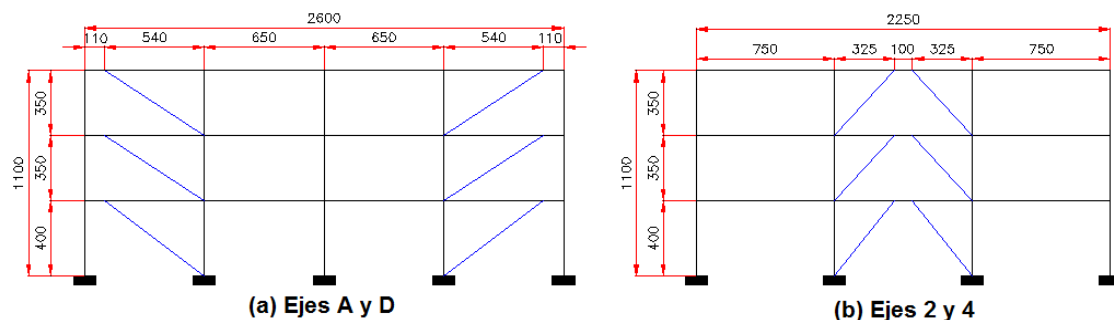


Figura 4.1.2 Dimensiones (cm) . Elevación Edificios de 3 Niveles.

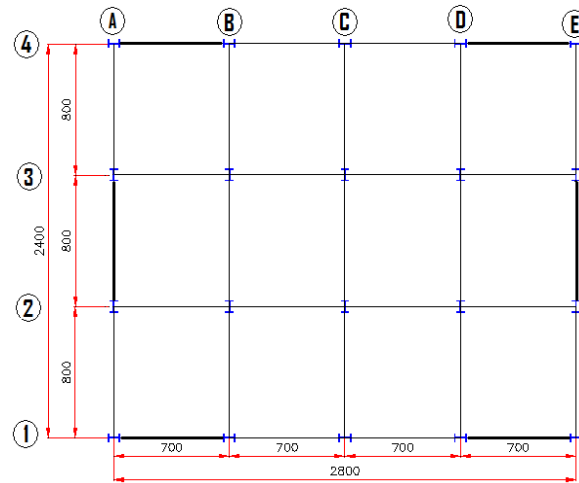


Figura 4.1.3 Dimensiones (cm). Planta Edificios de 6 Niveles.

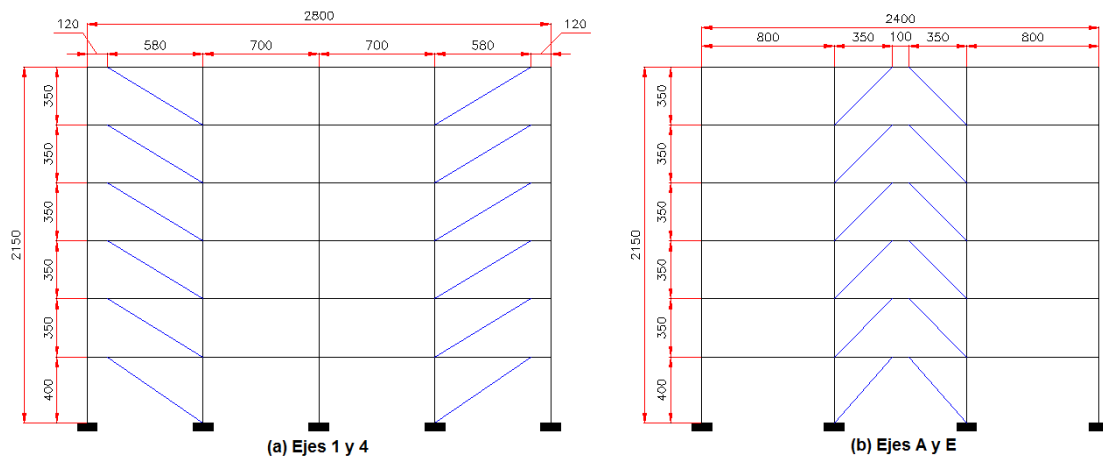


Figura 4.1.4 Dimensiones (cm). Elevación Edificios de 6 Niveles.

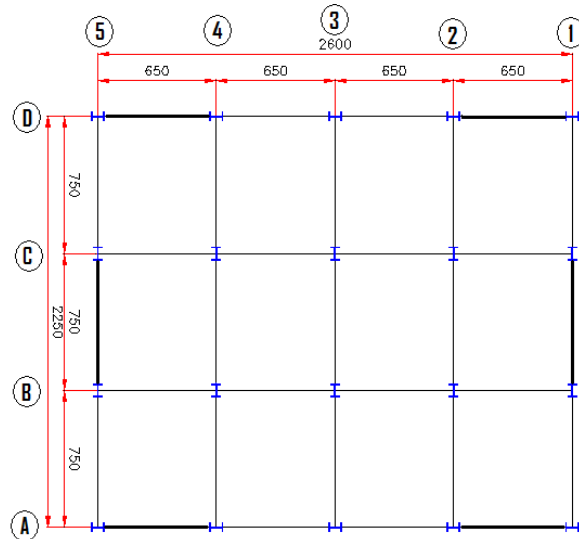


Figura 4.1.5 Dimensiones (cm). Planta Edificios de 12 Niveles.

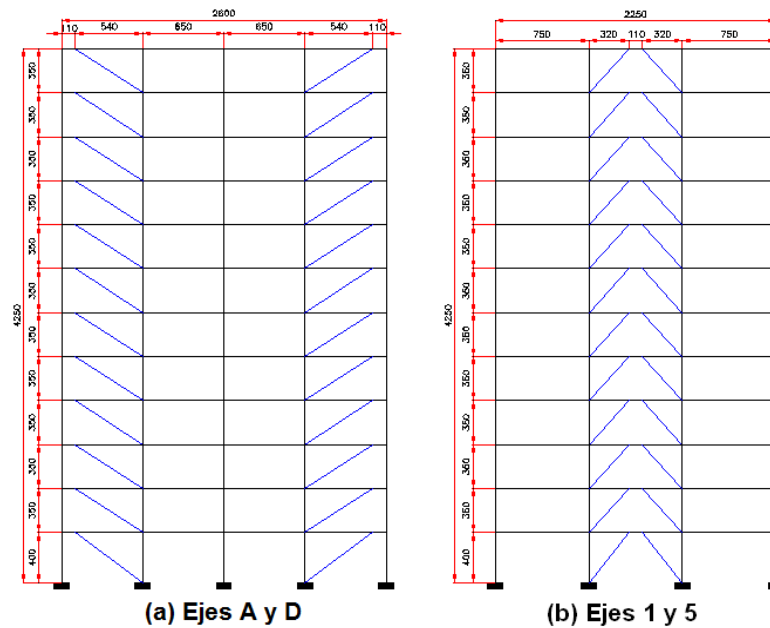


Figura 4.1.6 Dimensiones (cm). Elevación Edificios de 12 Niveles.

4.2 Diseño de los Edificios Prototipo

Para el diseño de los edificios, basados en Marcos Contraventeados Excéntricamente, como lo establecen las *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras Metálicas*, se debe recurrir a literatura especializada. En este caso se utilizaron las *Provisiones de Sismo del AISC*, Capítulo 15, Marcos Contraventeados Excéntricos, “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chapter 15 Eccentrically Braced Frames*” (AISC, 2009).

Como se muestra en la Figura 4.2.1 la configuración de los MCE tiene el propósito de que estos marcos tomen la mayor parte de las fuerzas laterales en los edificios. Además que se tenga buena distribución de la carga axial entre todas las columnas y que no se concentre la mayor carga axial en solo algunas columnas.

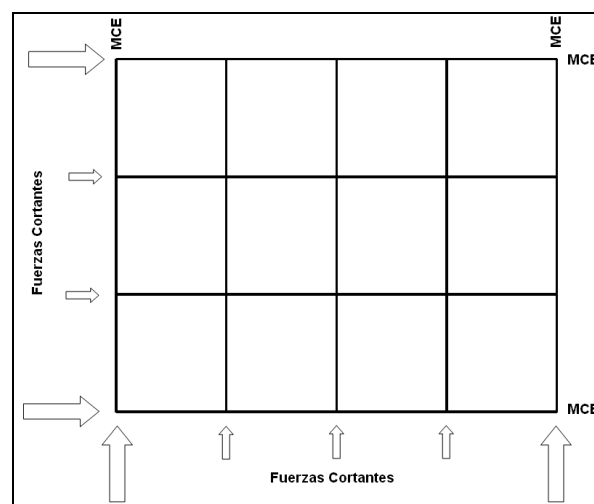


Figura 4.2.1 Ubicación de los MCE.

4.2.1 Espectro de Diseño

La Figura 4.2.1.1 muestra el espectro de diseño para la llamada zona IIIb, esto de acuerdo a las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (GDF, 2004)*.

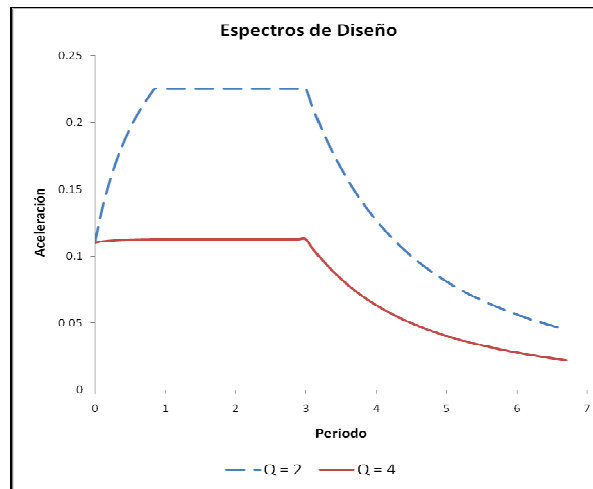


Figura 4.2.1.1 Espectros de Diseño para Q=4 y Q=2.

Las fuerzas laterales (F_i) fueron calculadas con el método estático cumpliendo con los requisitos y limitaciones de las *NTC-DS (2004)*.

$$F_i = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} C_{elástico} \quad (4.2.1.1)$$

donde:

$$C_{elástico} = \frac{C}{Q' R} \quad (4.2.1.2)$$

W_i es el peso, h_i la altura, del entrepiso i ; C el coeficiente sísmico.

Q' y R , factores de reducción por Ductilidad y Sobre Resistencia, respectivamente.

La Tabla 4.2.1.1, que se presenta a continuación, muestra las fuerzas laterales y cortantes de los marcos.

Edificio de 3 Niveles, diseño con $Q = 4$.

Periodo dirección X = 0.1248 seg, $C_{elástico}$ dirección X = 0.11102.

Periodo dirección Y = 0.1076 seg, $C_{elástico}$ dirección Y = 0.11110.

Área = 585 m², $W_{entrepiso} = 1 \text{ ton/m}^2$, $W_{azotea} = 0.8 \text{ ton/m}^2$

Tabla 4.2.1.1 Fuerzas Laterales y Fuerzas Cortantes, diseño $Q = 4$.

Edificio 3 Niveles, Diseño Q=4.					
Entrepiso	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i * h_i$ (t-m)	F_i (ton)	V_i (ton)
3	468	11	5148	78.831342	78.831342
2	585	7.5	4387.5	67.185802	146.01714
1	585	4	2340	35.832428	181.84957
Σ	1638		Σ 11875.5	$V_{bx est} =$	181.84957

La Tabla 4.2.1.2 presenta fueras laterales y cortantes de los marcos de 6 niveles.

Edificio de 6 Niveles, diseño con $Q = 4$.

Periodo dirección X = 0.6888 seg, $C_{elástico}$ dirección X = 0.11236.

Periodo dirección Y = 0.7419 seg, $C_{elástico}$ dirección Y = 0.11241.

Área = 672 m², $W_{entrepiso} = 1 \text{ ton/m}^2$, $W_{azotea} = 0.8 \text{ ton/m}^2$

Tabla 4.2.1.2 Fuerzas Laterales y Fuerzas Cortantes, diseño $Q = 4$.

Edificio 6 Niveles, Diseño Q = 4.					
Entrepiso	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i * h_i$ (t-m)	F_i (ton)	V_i (ton)
6	537.6	21.5	11558.4	104.32953	104.32953
5	672	18	12096	109.18207	213.5116
4	672	14.5	9744	87.952223	301.46383
3	672	11	7392	66.722376	368.1862
2	672	7.5	5040	45.492529	413.67873
1	672	4	2688	24.262682	437.94141
Σ	3897.6		Σ 48518.4	$V_{bx \text{ est}} =$	437.94141

Las fuerzas laterales y cortantes del marco de 12 niveles son presentadas en la Tabla 4.2.1.3.

Edificio de 12 Niveles, diseño con $Q = 4$.

Periodo dirección X = 1.3903 seg, $C_{elástico}$ dirección X = 0.1125.

Periodo dirección Y = 1.4555 seg, $C_{elástico}$ dirección Y = 0.1125.

Área = 672 m², $W_{entrepiso} = 1 \text{ ton/m}^2$, $W_{azotea} = 0.8 \text{ ton/m}^2$

Tabla 4.2.1.3 Fuerzas Laterales y Fuerzas Cortantes, diseño $Q = 4$.

Edificio 12 Niveles, Diseño Q = 4.					
Entrepiso	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i * h_i$ (t-m)	F_i (ton)	V_i (ton)
12	468	42.5	19890	97.247302	97.247302
11	585	39	22815	111.54838	208.79568
10	585	35.5	20767.5	101.53762	310.3333
9	585	32	18720	91.526872	401.86017
8	585	28.5	16672.5	81.516121	483.37629
7	585	25	14625	71.505369	554.88166
6	585	21.5	12577.5	61.494617	616.37628
5	585	18	10530	51.483866	667.86015
4	585	14.5	8482.5	41.473114	709.33326
3	585	11	6435	31.462362	740.79562
2	585	7.5	4387.5	21.451611	762.24723
1	585	4	2340	11.440859	773.68809
Σ	6903		Σ 158242.5	$V_{bx \text{ est}} =$	773.68809

Los datos de los edificios para el diseño con una ductilidad baja ($Q=2$) se presentan en el Anexo B.

4.2.2 Determinación de la Sección para la Viga Eslabón

La determinación de la sección transversal para el segmento llamado Viga Eslabón es independiente de la longitud de la misma, dicha longitud depende de su capacidad, aunque esta longitud inicialmente puede ser tomada como $0.15L$, donde L es la longitud de la cruja (*Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames, 1996*). El diseño por cortante de la VE para carga gravitacional es usualmente despreciable. Se requiere que la resistencia a cortante de la VE no exceda del 80% del cortante actuante en ese nivel, como lo propone el código UBC (*Uniform Building Code, 1996*).

Se debe de vigilar o cumplir con tres puntos:

1. Optimizar el área de cortante requerida (minimizar el valor de dt_w).
2. Cumplir con el requisito de sección sísmicamente compacta (λ_{ps}).
3. No exceder la longitud de la VE según el criterio para el cual es diseñada, para este caso, la longitud no debe ser mayor a $1.6M_p/V_p$, para que la VE fluya por cortante.

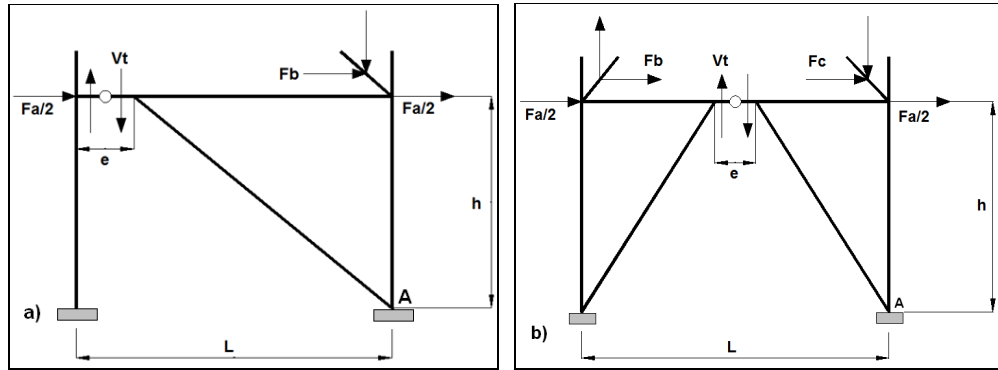


Figura 4.2.2.1 Esquema de Fuerzas actuantes en el MCE.

Apoyándonos en la Figura 4.2.2.1 se realizó la determinación de la longitud de la VE, haciendo sumatoria de momentos en el punto "A", se obtiene la siguiente expresión:

$$V_t = (F_a + F_b) \left(\frac{h}{L} \right) \quad \text{para la figura (a)} \quad (4.2.2.1a)$$

$$V_t = (F_a + F_b + F_c) \left(\frac{2h}{L} \right) \quad \text{para la figura (b)} \quad (4.2.2.1b)$$

Limitando que la fuerza cortante de la VE no sea mayor al 80% del cortante actuante y sustituyendo el cortante de la VE.

$$V_t \leq 0.8V_p \quad (4.2.2.2)$$

$$V_t \leq 0.8(0.6)F_y(dt_w) \quad (4.2.2.3)$$

Para los edificios con diseño de $Q = 2$, el valor de F_y para las VE fue de (Acero A36):

$$F_y = 2530 \frac{kg}{cm^2} \quad (4.2.2.4)$$

Y para los edificios con diseño de $Q = 4$, el valor de F_y para las VE fue de (Acero A572 Gr50):

$$F_y = 3515 \frac{kg}{cm^2} \quad (4.2.2.5)$$

Despejando el valor dt_w de la Ec. 4.5, que es el valor que nos interesa:

$$(dt_w) \geq \frac{V_t}{0.48 F_y} \quad (4.2.2.6)$$

Para el cálculo de la longitud de la VE, se debe de cumplir con la siguiente expresión, y así lograr que fluya por cortante:

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (4.2.2.7)$$

donde:

$$V_p = 0.6 F_y (d t_w) \quad (4.2.2.8)$$

$$M_p = Z F_y \quad (4.2.2.9)$$

Para determinar un perfil W óptimo para la VE, se utilizó la Ec.4.2.8, sustituyendo las expresiones 4.2.2.1a y 4.2.2.1b, y las expresiones 4.2.2.4 y 4.2.2.5, según la configuración de los MCE, con el valor $d t_w$ calculado se buscó un perfil con al menos ese valor. También se verificó que se cumpliera con la longitud de la VE requerida para que ésta fluya por cortante (Ec.4.9).

En el Anexo B se presentan tablas con los valores calculados con las ecuaciones anteriores.

En las tablas 4.2.2.1 a 4.2.2.5 se presenta un resumen de los perfiles para las VE.

Tabla 4.2.2.1 Sección y Longitud (e) de la VE para el Marco de 3 Niveles, Diseño Q = 4.

Entrepiso	Sección	ex (cm)	ey (cm)
1 a 3	W14X82	100	110

Tabla 4.2.2.2 Sección y Longitud (e) de la VE para el Marco de 6 Niveles, Diseño Q = 4.

Entrepiso	Sección	ex (cm)	ey (cm)
4 a 6	W18X97	120	100
1 a 3	W18X106	120	100

Tabla 4.2.2.3 Sección y Longitud (e) de la VE para el Marco de 12 Niveles, Diseño Q = 4.

Entrepiso	Sección	ex (cm)	ey (cm)
6 a 12	W18X106	120	100
1 a 6	W21X111	120	100

Tabla 4.2.2.4 Sección y Longitud (e) de la VE para el Marco de 3 Niveles, Diseño Q = 2.

Entrepiso	Sección	ex (cm)	ey (cm)
1 a 3	W18X76	100	110

Tabla 4.2.2.5 Sección y Longitud (e) de la VE para el Marco de 6 Niveles, Diseño Q = 2.

Entrepiso	Sección	ex (cm)	ey (cm)
4 a 6	W24X103	120	100
1 a 3	W24X117	120	100

4.2.3 Diseño de los Marcos

Como ya se mencionó anteriormente el diseño de los MCE se realizó cumpliendo, en el caso del diseño con un Q de 4, con los requisitos de “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chapter 15 Eccentrically Braced Frames*”. Los marcos sin contravientos se diseñaron para cumplir con los requisitos del Capítulo 9 del mismo documento, “*Special Moment Frames (SMF)*”, mientras que para los edificios diseñados con Q de 2 solo se cumplieron los requisitos de resistencia.

Para las Vigas Eslabón de los edificios con diseño de Q de 4, el material es de acero estructural Acero A36, para todos los demás elementos se usó Acero A572 Gr50. Las Figuras 4.2.3.1 y 4.2.3.2 muestran los perfiles “W” usados para cada elemento del edificio de 3 niveles con diseño para ductilidad alta. En la Tabla 4.2.3.1 se resumen valores de Capacidad vs Demanda de los MCE. Las figuras y tablas de los otros edificios se muestran en el Anexo B.

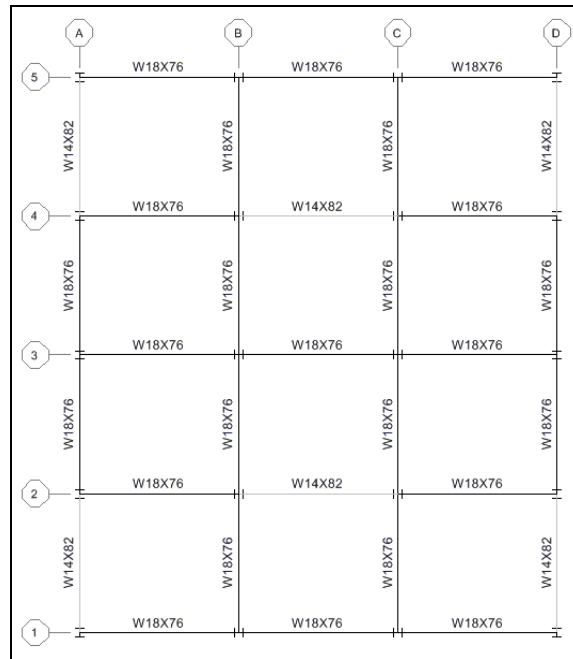


Figura 4.2.3.1 Secciones edificio de 3 niveles (Q = 4). Planta.

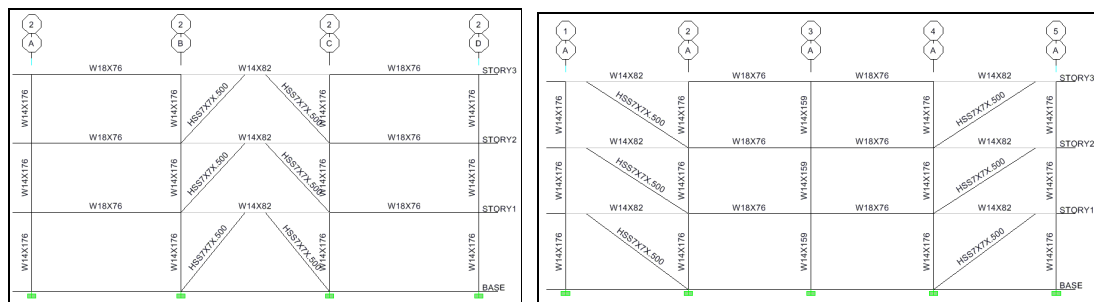


Figura 4.2.3.2 Secciones edificio de 3 niveles. Elevación.

Tabla 4.2.3.1 Secciones edificio 3 niveles diseño Q de 4.

Edificio 3 Niveles Q = 4	Columnas	Vigas	Vigas Eslabón	Diagonales
	W14X159 W14X176	W18X76	W14X82	HSS7X7X0.5

El diseño de casi todos los elementos del MCE depende de la capacidad de la VE, ese procedimiento se siguió para el diseño de los elementos que conforman el marco y a su vez el edificio. El diseño de los contravientos depende de la capacidad del segmento de viga fuera del eslabón y ésta última depende de la capacidad de la VE adyacente a ella. El diseño de las columnas depende de la capacidad de las vigas eslabón pero de todos los pisos superiores. La Tabla 4.2.3.2 muestra un resumen Capacidad vs Demanda en los elementos, esto solo en el marco de 3 niveles en la dirección X y con un diseño para una ductilidad de 4. Las tablas de los restantes marcos son presentadas en el Anexo B.

Tabla 4.2.3.2 MCE 3 niveles, dirección X, diseño Q de 4.

	Axial (ton)		Momento (ton-m)		Cortante (ton)	
3ND Dir X	Pu	$\phi P_n C$	Mu	ϕM_n	Vu	ϕV_n
Columnas	36.6	958.5	14.5	165.91	5.1	171.6
Contravientos	40.5	153.4	0	0	0	0
Vigas	0	196.5	7.54	84.5	2.55	105.3
VFE	0	311.6	13.2	51.9	4.9	71.4
VE	0	311.6	13.2	51.9	26.3	71.4

4.2.4 Desplazamientos, Distorsiones y Rotaciones Elásticas en los Edificios

En esta parte se presentan los desplazamientos, distorsiones y rotaciones elásticas de todos los edificios, estos resultados son los tomados por el programa *ETABS Nonlinear V9.5.0*.

4.2.4.1 Edificio 3 Niveles, diseño con Q = 4

Los desplazamientos que arrojó el programa *ETABS* son debido a las fuerzas laterales reducidas por los factores de ductilidad y sobre resistencia por lo que estos desplazamientos se multiplican por el valor Q, que es la ductilidad con la que fueron diseñados los marcos. La distorsión (α) de cada entrepiso se calculó con la siguiente expresión:

$$\alpha_i = \frac{(\delta_i - \delta_{i-1})}{h_i} \quad (4.2.4.1.1)$$

donde:

α = Distorsión de Entrepiso

δ = Desplazamiento de Entrepiso

h = Altura de Entrepiso

Tabla 4.2.4.1.1 Desplazamientos y Distorsiones edificio 3 niveles, diseño con Q = 4.

Piso	δ_x (cm)	$\delta_x * Q$	δ_y (cm)	$\delta_y * Q$	Distorsión X	Distorsión Y
3	0.8952	3.5808	0.7137	2.8548	0.00219	0.001750
2	0.7032	2.8128	0.5605	2.242	0.00369	0.00288
1	0.38	1.52	0.3078	1.2312	0.0038	0.003078

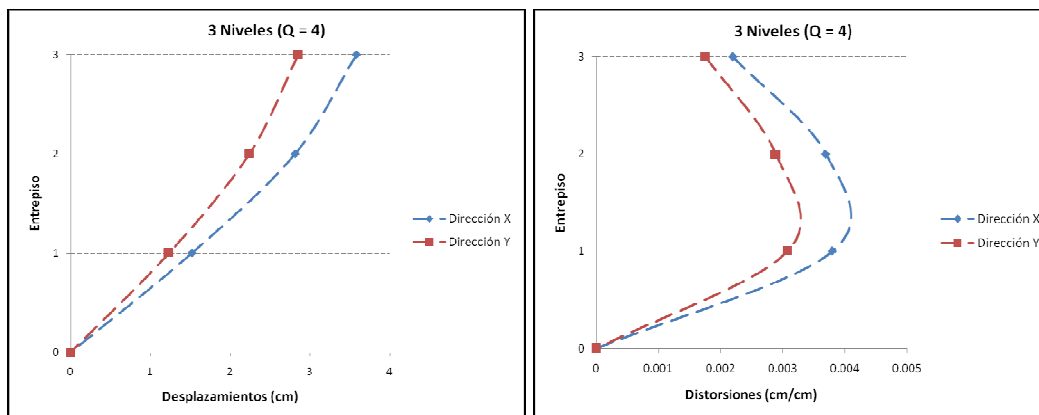


Figura 4.2.4.1.1. Desplazamientos y Distorsiones, edificio 3 niveles, diseño con Q = 4.

Como se ve en la Gráfica 4.2.4.1.1 las distorsiones del edificio no rebasaron las permisibles por el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por

Sismo (2004), el valor máximo es de 0.02 para Marcos Contraventeados Excéntricos (MCE). Tabla A.1.

Las rotaciones máximas que permiten en el Capítulo 15 del diseño por sismo del AISC2005, son de 0.08 rad para las VE que son diseñadas para que fallen completamente por cortante. Las rotaciones fueron calculadas con las expresiones que se muestran en la Figura 4.2.4.1.3.

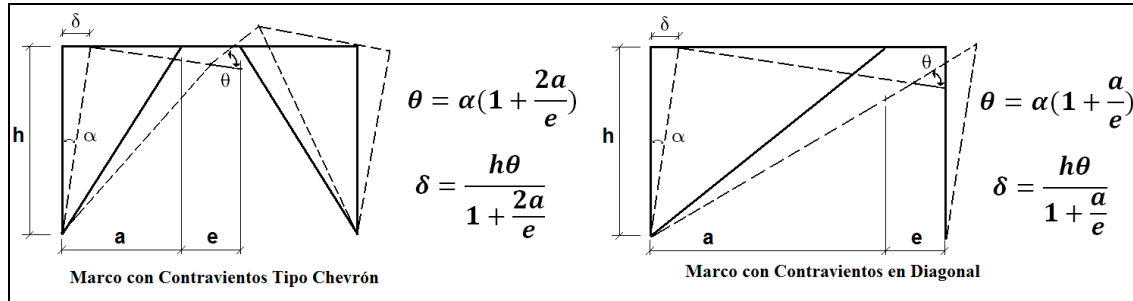


Figura 4.2.4.1.3. Rotaciones de las VE.

Los valores “a” y “e”, son conocidos, por la configuración de los propios marcos, y “α”, la distorsión, ya se calculó anteriormente, por lo que las rotaciones solo se calculan usando la siguiente expresión sustituyendo valores mencionados.

$$\theta = \alpha \left(1 + \frac{2a}{e}\right) \quad (4.2.4.1.2)$$

En la Tabla 4.2.4.1.2 se muestran los valores de las rotaciones (en la dirección X), y se observa que en ningún nivel se rebasó el máximo permitido (0.08 rad), todas las rotaciones están por debajo, no se llega ni al 40% de la rotación máxima permitida. La Figura 4.2.4.1.4 muestra la gráfica con los valores de rotación de cada entrepiso y puede observarse que para el nivel superior dicha rotación es menor que en los pisos inferiores.

Tabla 4.2.4.1.2. Rotaciones elásticas de las VE marco 3 niveles X, diseño con $Q = 4$.

3NDX	Rotaciones elásticas en las Viga Eslabón MCE dirección X					
Entrepiso	a (cm)	e (cm)	Dist (rad)	θ (rad)	θ_{perm} (rad)	θ / θ_{perm}
3	325	100	0.00219429	0.01645714	0.08	0.2057
2	325	100	0.00369371	0.02770286	0.08	0.3463
1	325	100	0.0038	0.0285	0.08	0.3563

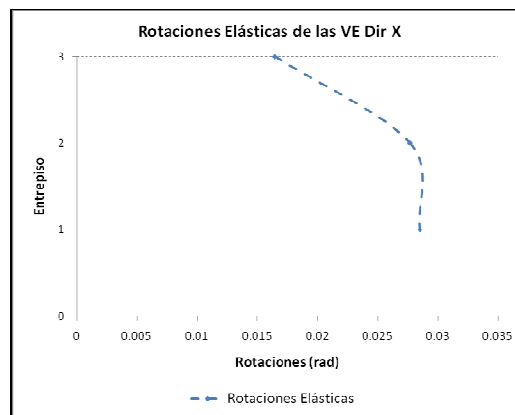


Figura 4.2.4.1.4. Rotaciones VE marco 3 niveles X, diseño $Q = 4$.

La Tabla 4.2.4.1.3 y la Figura 4.2.4.1.5 muestran los valores de las rotaciones (en la dirección Y), se observa un comportamiento similar que en la dirección X, incluso los valores son menores en esta dirección. En ningún nivel se rebasa el límite permitido, se llega a un 23% de la rotación máxima permitida.

Tabla 4.2.4.1.3. Rotaciones elásticas de las VE marco 3 niveles Y, diseño con $Q = 4$.

3NDY	Rotaciones elásticas en las Viga Eslabón MCE dirección Y					
Entrepiso	a (cm)	e (cm)	Dist (rad)	θ (rad)	θ_{perm} (rad)	θ / θ_{perm}
3	540	110	0.00175086	0.01034597	0.08	0.1293
2	540	110	0.002888	0.01706545	0.08	0.2133
1	540	110	0.003078	0.01818818	0.08	0.2274

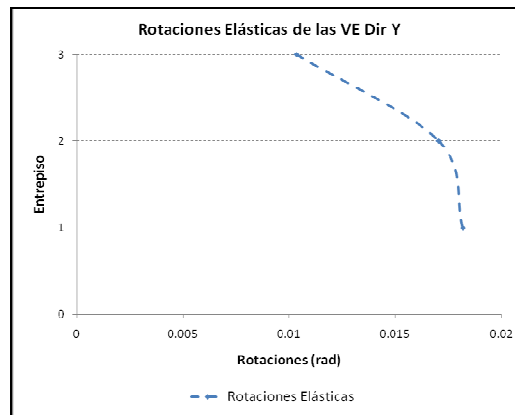


Figura 4.2.4.1.5. Rotaciones VE marco 3 niveles Y, diseño $Q = 4$.

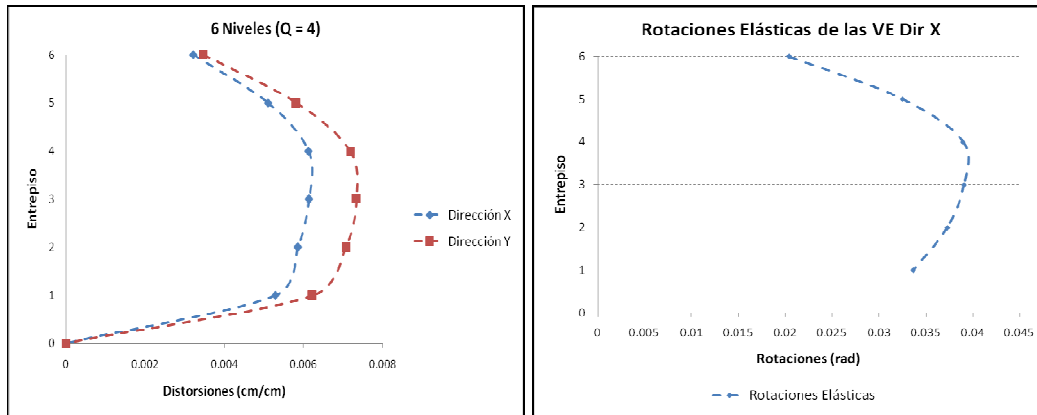
En las tablas 4.2.4.1.2, 4.2.4.1.3 y figuras 4.2.4.1.4 y 4.2.4.1.5 se ve que los desplazamientos máximos fueron de 3.5 y 2.8 cm, en dirección X y Y, respectivamente, mientras que en las distorsiones en ninguna dirección ni siquiera se acercó a la máxima permisible por las *NTC-DS (2004)* que es de 0.02, la máxima se dio en dirección X de 0.0038, las rotaciones elásticas de las VE estuvieron por debajo de las máximas que permite el código de diseño por sismo del *AISC2005*, 0.08 rad, la máxima fue de 0.0285 rad en dirección X, primer nivel, se nota que para los dos primeros niveles la rotación fue casi constante, y en el nivel 3, la rotación fue menor.

Las demás tablas y figuras que corresponden a los demás marcos, se presentan en el Anexo B.

4.2.4.2 Edificio 6 Niveles, diseño con $Q = 4$

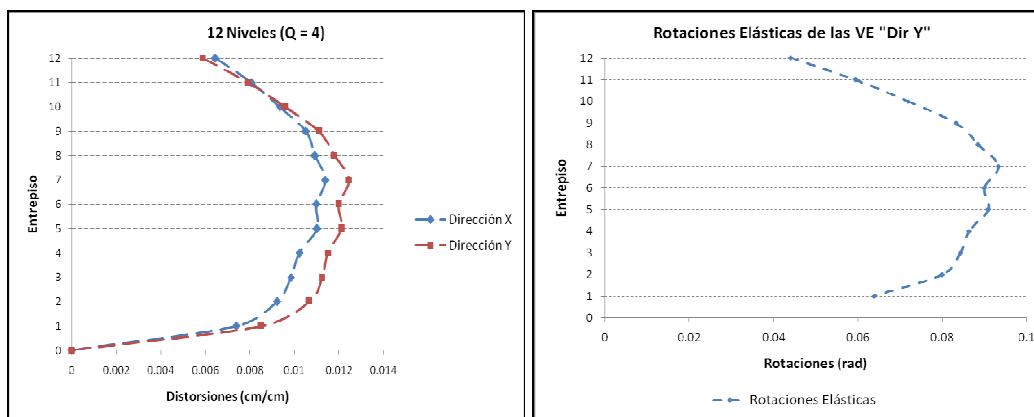
En este caso los desplazamientos en sus dos direcciones (X y Y) siguieron un patrón lineal, con valores de desplazamiento promedio de azotea de 12 cm, estos desplazamientos son los arrojados del modelo numérico multiplicado por el valor de la ductilidad, que en este caso es 4 ($Q = 4$).

En este caso, como se observa en la Figura 4.2.4.2.1, tampoco se llegó a rebasar la distorsión máxima permitida de entrepiso (0.02) para este tipo de estructuración. Dichas distorsiones se mantuvieron casi constantes en los primeros cuatro entrepisos y en los dos último fue menor. Las rotaciones de las VE son mucho menores de las máximas permitidas por el respectivo código (0.08 rad), esto se puede observar en la figura siguiente. La gráfica de rotaciones sigue el mismo patrón que la gráfica de distorsiones puesto que para calcular las rotaciones se necesitan los valores de distorsiones (Ec. 4.2.4.1.2). Esto mismo en ambas direcciones.



4.2.4.3 Edificio 12 Niveles, diseño con $Q = 4$

Las expresiones para calcular los valores para este edificio de 12 niveles son las mismas utilizadas en los casos anteriores. Como se observa en la figura 4.2.4.3.1 hay pequeños cambios o tendencias a cada tres niveles, esto porque a cada tres niveles hay cambios de secciones en los elementos.



En este caso, los desplazamientos de azotea son del orden de los 40 cm, y al igual que en los anteriores, no se rebasaron los límites de distorsión pero si de rotación elástica en la dirección Y, la rotación máxima de las VE fue de 0.0933 rad en el séptimo nivel, como se observa en la figura 4.2.4.3.1, el código correspondiente limita esta rotación al valor de 0.08 rad por lo que se debe de tomar en cuenta para el diseño de las Vigas Eslabón.

4.2.4.4 Edificio 3 Niveles, diseño con $Q = 2$

Estos edificios son los diseñados para una ductilidad de 2 ($Q = 2$), diseño solo por resistencia, se observó un comportamiento similar a los edificios con un diseño de ductilidad alta ($Q = 4$), presentados anteriormente, como debió de suponerse, los valores de desplazamientos y distorsiones son menores en comparación con los valores de los edificios con ductilidad alta, no así en las rotaciones de las VE que resultaron mayores. Las tablas y figuras con todos los valores calculados se presentan en el Anexo B.

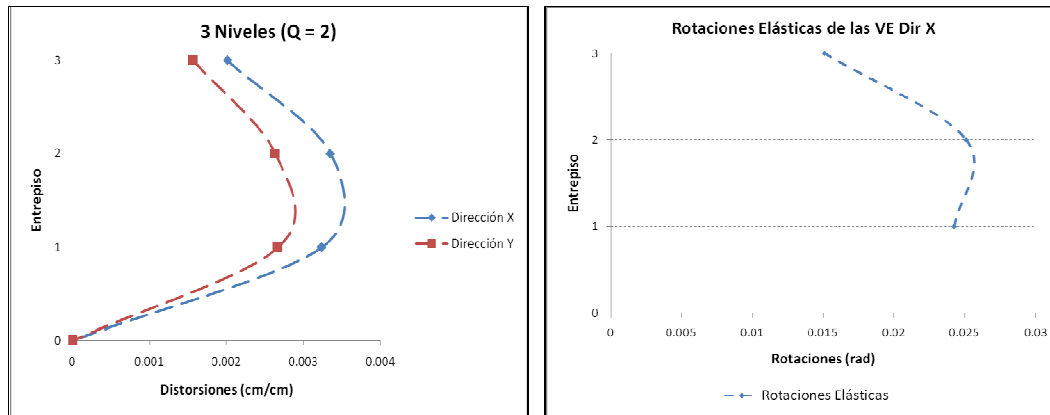


Figura 4.2.4.4.1. Distorsiones de entrepiso y Rotaciones elásticas de las VE.

Los desplazamientos máximos para este edificio fueron de 3.17cm y 2.53 cm, en dirección X y Y, respectivamente, son valores aproximadamente iguales a los del edificio con un diseño con Q de 4. En cuanto a las distorsiones en ninguna dirección rebasó la máxima permisible (0.02), la máxima se dio en dirección X de 0.0033. Las rotaciones elásticas de las VE también estuvieron por debajo de las máximas que permite el código de diseño por sismo del *AISC2005*, 0.08 rad, la máxima fue de 0.025 rad en dirección X, segundo nivel (Figura 4.2.4.4.1).

4.2.4.5 Edificio 6 Niveles, diseño con Q = 2

Aquí, como se puede ver en la figura 4.2.4.5.1, no se observó un cambio significativo en cuanto al patrón de distorsiones y de rotaciones, con respecto al edificio con un diseño de ductilidad alta.

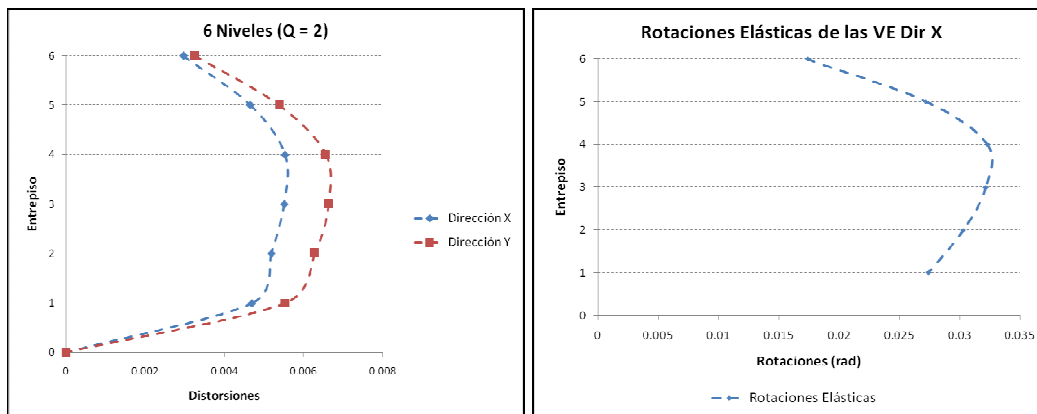


Figura 4.2.4.5.1. Distorsiones de entrepiso y Rotaciones elásticas de las VE.

Este edificio de 6 niveles tampoco alcanzó la distorsión máxima de entrepiso permitida por las Normas Técnicas del DF (0.02). Los desplazamientos están entre 10 y 12 cm a nivel de azotea. Las rotaciones elásticas de las VE llegan a un valor máximo de 0.053 rad en el nivel 3 en la dirección Y.

4.2.4.6 Comparaciones

Las figuras 4.2.4.6.1 y 4.2.4.6.2 muestran comparaciones de las rotaciones en las Vigas Eslabón, esta comparación se hace entre edificios con el mismo número de niveles pero diferente ductilidad.

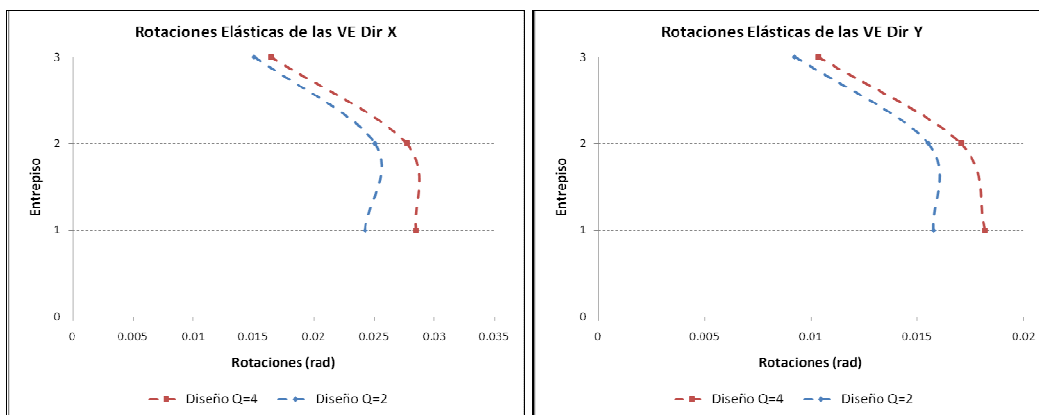


Figura 4.2.4.6.1. Comparación de Rotaciones de las VE, marco 3 niveles.

Se observa en la figura 4.2.4.6.1 que las rotaciones son mayores en los marcos con el diseño de ductilidad alta, esto se debe a que en estos marcos hay mayor desplazamiento y a su vez las distorsiones son mayores, y como ya se ha mencionado, las rotaciones dependen de las distorsiones de entrepiso. También se observa que en ninguna dirección ni entrepiso se rebasó el valor máximo permisible para la rotación de las VE (0.08), los valores están entre el 10% y el 20% del valor permisible.

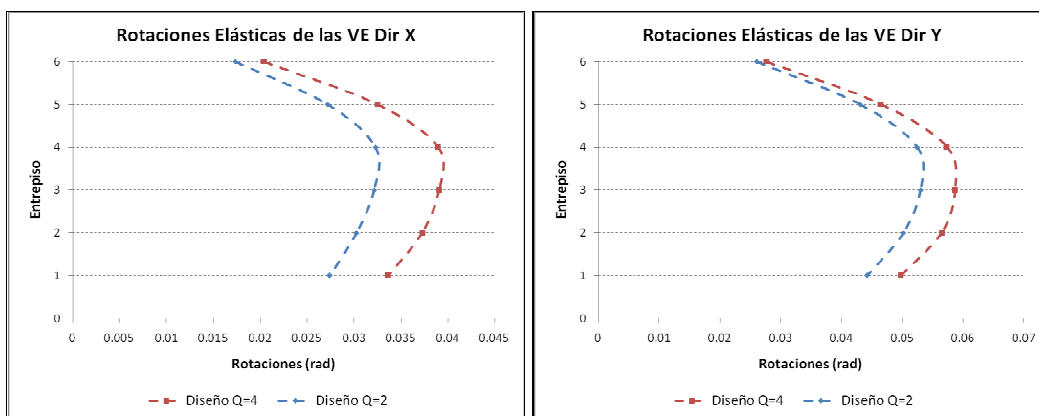


Figura 4.2.4.6.2. Comparación de Rotaciones de las VE, marco 6 niveles.

En estos edificios de seis niveles se observa un comportamiento similar que en los de tres niveles, las rotaciones son mayores con el diseño de Q de 4 (Figura 4.2.4.6.2), esta diferencia no es muy significativa, en este caso los valores de rotación están entre un 20% y el 75% del valor máximo permisible, en otras palabras las Vigas Eslabón desarrollaron una mayor rotación a comparación del edificio de tres niveles, tampoco se llegó a rebasar el valor de 0.08 rad que es el máximo permisible.

Los edificios de 12 niveles mostraron un comportamiento un tanto diferente a los otros edificios, lo similar es que también se observa que para el diseño con Q de 4 hay mayor rotación en las Vigas Eslabón, pero en este caso si se llegó a rebasar el valor máximo en los marcos con este diseño, hasta en un 80% por arriba del valor máximo.

4.2.4.7 Conclusiones parciales

Por la expresión utilizada para el cálculo de la rotación de la VE se puede decir que la longitud de la VE debe ser la óptima requerida, en este caso, y como se ve en la tabla B.2.18 del Anexo B, la longitud requerida está entre 120 y 140 centímetros y se usó una longitud de 100 cm, para la dirección Y, que fue donde se rebasó la rotación límite, si se

quiere disminuir la rotación se debe de hacer más pequeño el valor “A” y esto se logra con una longitud de VE mayor y con un valor “a” menor, aunque también con esta configuración los desplazamientos serían mayores y por lo tanto las distorsiones de entrepiso (α) también, puesto que se acerca al comportamiento de marcos sin contravientos.

$$\theta = \alpha \left(1 + \frac{2a}{e} \right) \quad (4.2.4.1.2)$$

$$A = \left(1 + \frac{2a}{e} \right) \quad (4.2.4.7.1)$$

En este capítulo se realizó el diseño de los edificios prototipo, en total 6 edificios, de 3, 6 y 12 niveles, con diseño de Q de 2 y de 4, en ningún edificio se rebasó los niveles máximos permitidos de distorsión de entrepiso, que es de 0.02 para MCE de las *Normas Técnicas Complementarias* en su *Apéndice A.1* del apartado de Diseño por Sismo.

Todos los MCE de cada edificio se diseñaron para cumplir con los requerimientos del Capítulo 15 de las normas sísmicas del *AISC2005*, para los marcos sin contravientos se cumplió con los requerimientos del Capítulo 9 *Special Moment Frames* de las mismas normas, en todos los marcos se cuidó mucho el diseño de las VE, puesto que éste es el elemento fusible de este tipo de estructuración y de ello dependen el diseño de los demás elementos.

En todos los edificios, excepto el de 12 niveles con un diseño con ductilidad alta (Q = 4), dirección Y, no se rebasó el valor máximo permitido para la rotación de la Viga Eslabón; la máxima rotación de las VE llegó a un nivel del 80% del máximo permitido. En el edificio de 12 niveles con ductilidad alta se llegó a rebasar, en un aproximado de 17% del valor máximo, la rotación de la VE por lo que debe de tomarse muy en cuenta qué longitud se elige para la VE. Se concluye que a mayor longitud de la VE (e), menor será la rotación elástica de la VE.

Capítulo V. Análisis Quasi-Estático no lineal de los Marcos Contraventeados Excéntricamente

5.1 Análisis No-Lineal Quasi-Estático

La mayoría de las estructuras incursionan, esto ante una demanda sísmica, en un intervalo no lineal, antes de que dicha estructura alcance su estado límite de resistencia. Lo que se pretende en un análisis no lineal es hacer una simulación del comportamiento real de las estructuras, una de las dificultades para lograr esto está en la idealización y el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio. Existen varias fuentes de no linealidad, entre ellas:

- No linealidad geométrica.

Esta se presenta cuando se incluyen los efectos de deformación y desplazamientos en la formulación de las ecuaciones de equilibrio.

- No linealidad del material.

Esta se presenta cuando la relación esfuerzo-deformación pierde proporcionalidad lineal, por efecto de cargas externas, temperatura, efectos del tiempo, etc.

Puede presentarse la no linealidad por efecto de ambos factores.

5.1.1 Análisis del empujón (*pushover*)

Este método, como lo indica su nombre, consiste en aplicar cargas laterales rigiendo un esquema incremental monótonico o cíclico a la estructura hasta que aparece un mecanismo de colapso o hasta que se alcance un desplazamiento predefinido, la forma de empujar a la estructura puede tener una variación por fuerzas o por desplazamientos. El objetivo de este tipo de análisis es definir la curva de capacidad.

Esta curva de capacidad representa la capacidad de una estructura ante una acción sísmica preestablecida y se define como la relación que existe entre la fuerza lateral y el desplazamiento en el nivel superior. Esta curva muestra la evolución del comportamiento de una estructura, la identificación del agrietamiento (en el concreto), la fluencia y la falla del sistema estructural. (Figura 5.1.1.1)

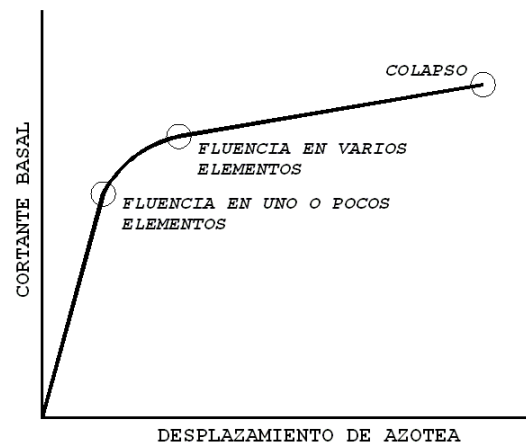


Figura 5.1.1.1 Curva de Capacidad (Owens G.W.1992).

5.1.1.1 Análisis del empujón basado en fuerzas

Este método consiste en aplicar cargas a la estructura aplicando un patrón de fuerzas laterales definida previamente, estas fuerzas laterales se incrementan de forma invariante o evolutiva hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima o hasta que se

llega a un desplazamiento de azotea predefinido. Aquí se considera que la estructura nunca pierde la capacidad de admitir incrementos de fuerzas laterales, por lo que siempre presenta una pendiente post-fluencia positiva. Este es el método que se usó en el trabajo.

5.2 Análisis Quasi-Estático No Lineal de los Marcos

El análisis quasi-estático no lineal se realizó en el programa computacional *ETABS Nonlinear Version 9.5.0*. Todos los análisis se realizaron en 3 dimensiones y fueron hechos a distorsiones de 0.02 rad (Figura 5.2.1), que es la distorsión máxima permitida por las *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (2004)* para marcos con contravientos excéntricos, el otro nivel de distorsión es del 0.037 rad para darle un mayor desplazamientos a los marcos y ver su comportamiento. Para cada nivel de distorsión se le aplicaron tres distribuciones de cargas: (a) constante (Figura 5.2.1.1), (b) distribución lineal y (c) parabólica.

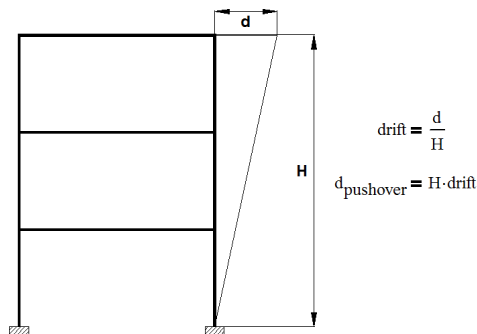


Figura 5.2.1 Nivel de Distorsión para el análisis quasi-estático no lineal.

5.2.1 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 4

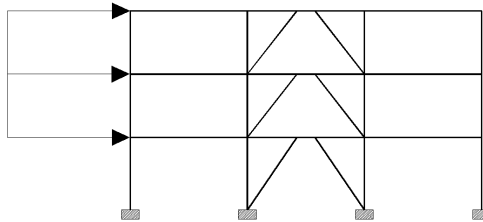


Figura 5.2.1.1 Distribución constante de fuerzas laterales.

Las Tablas y Figuras de desplazamientos y distorsiones del análisis quasi-estático no lineal, son presentadas en el Anexo C, a continuación se presentan las curvas de capacidad y figuras donde se muestra el mapeo de articulaciones a la distorsión prescrita, esto para cada marco en ambas direcciones.

En todos los casos el valor de distorsión máximo permitido por las *Normas Técnicas* (0.02rad) fue rebasado en pasos finales del análisis no lineal, también se observaron los puntos de fluencia en las curvas de capacidad de los marcos, no todos los marcos llegaron al nivel del colapso puesto que, para este análisis no lineal, a todos los edificios se les llevó a distorsiones diferentes, de 0.02 rad y 0.04 rad, y para un nivel de distorsión bajo, como 0.02 rad, algunos marcos no colapsaron.

Las VE fueron diseñadas con Acero Estructural A36, para el diseño con Q de 4, y para los demás elementos se diseñó con Acero Estructural A572 Gr50.

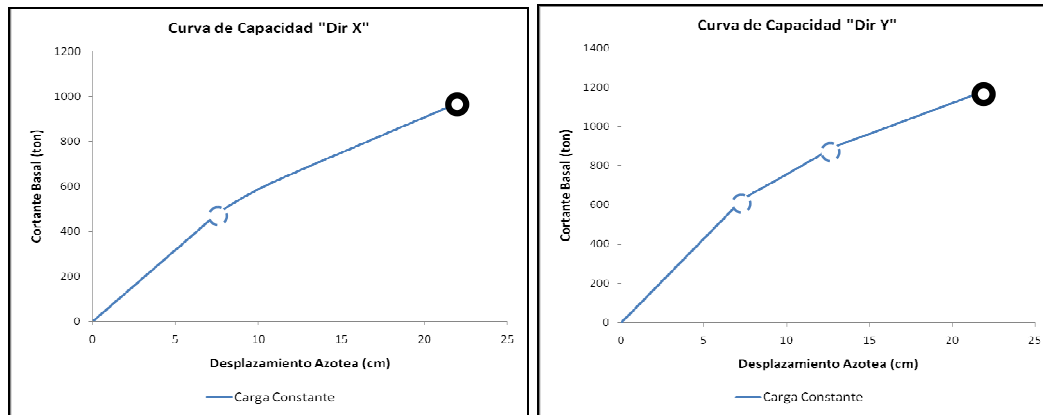


Figura 5.2.1.2 Curvas de Capacidad.

En la figura 5.2.1.2 donde se muestra la curva de capacidad, se notan dos puntos de inflexión, estos dos puntos significan lo siguiente:

- Punto de Primer Fluencia o Fluencia de algunos elementos.
- Punto a una distorsión de 0.02rad.

En este caso, el comportamiento de los marcos fue el esperado, la distorsión máxima permisible por las NTC en su Apéndice A, de 0.02, fue rebasada en el paso 8, la distorsión va aumentando considerablemente en el primer entrepiso. Se ve claramente en la curva de capacidad el punto de fluencia (Figura 5.2.1.2), posteriormente se hacen comentarios sobre estas curvas.

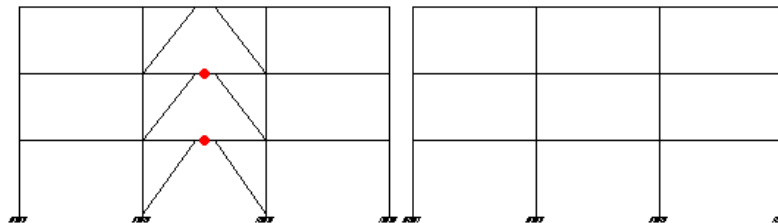


Figura 5.2.1.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

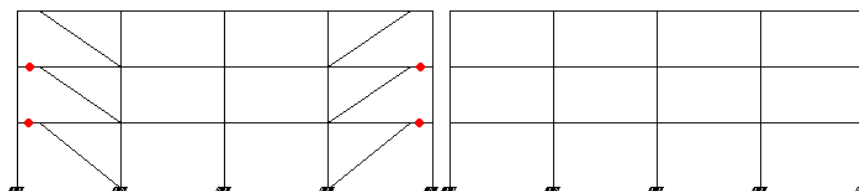


Figura 5.2.1.4 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

Como se ha mencionado, lo que se busca es que primero fluyan por cortante las Vigas Eslabón (VE), se ve en la Figura 5.2.1.3 y 5.2.1.4 que eso fue lo que ocurrió al someter los marcos al llamado análisis de *pushover*, fluyeron solamente las VE de los dos primeros niveles y no se presentaron otras articulaciones plásticas en ningún otro elemento.

En la dirección Y, en la curva de capacidad se ven dos puntos de inflexión, el primero al articularse las VE del primero nivel y el segundo en la plastificación de las VE de nivel dos. Las distorsiones y desplazamientos llevan un mismo patrón en todos los pasos, aunque en el piso uno ocurre un aumento en las distorsiones.

5.2.2 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 4

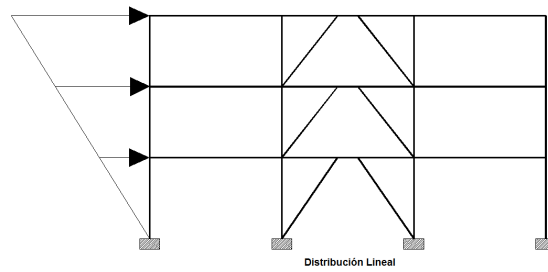


Figura 5.2.2.1 Distribución lineal de fuerzas laterales.

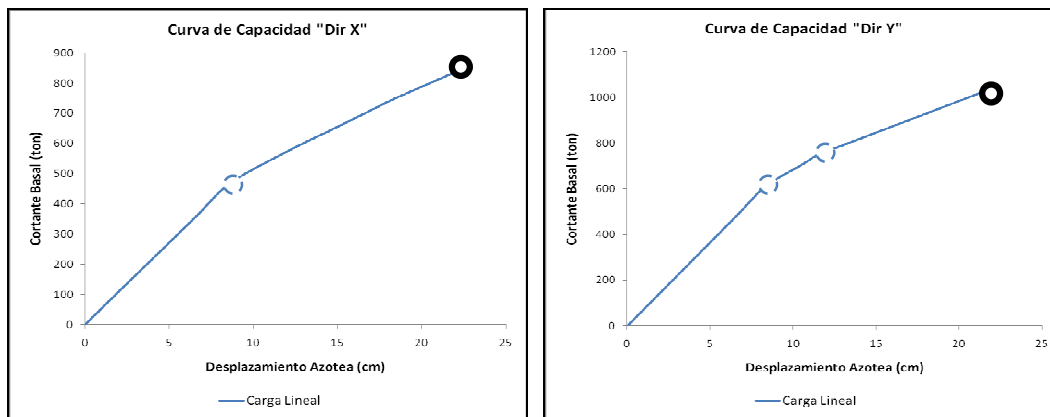


Figura 5.2.2.2 Curvas de Capacidad.

En este caso, con el patrón de carga lineal (Figura 5.2.2.1), los marcos siguen comportándose adecuadamente, a diferencia del comportamiento con patrón de carga constante, se plastificaron las VE de los tres niveles, y las distorsiones fueron generalmente constantes en cada paso, en los niveles uno y dos. Se ve claramente en la curva de capacidad el punto de fluencia (Figura 5.2.2.2).

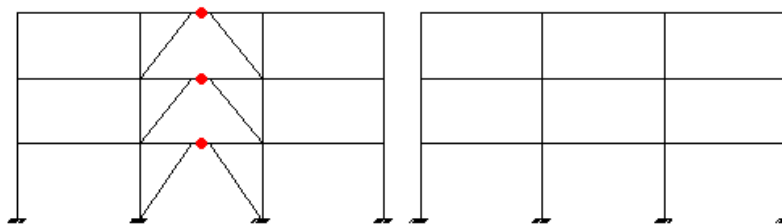


Figura 5.2.2.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

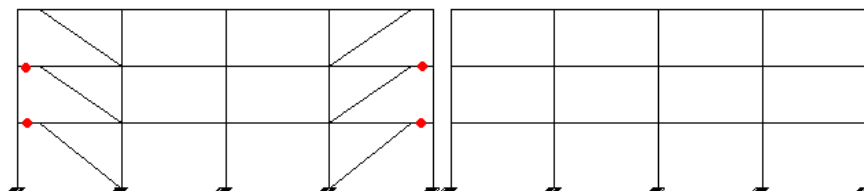


Figura 5.2.2.4 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

En dirección Y las VE que fueron plastificadas son en los dos primeros niveles, esto se ve en la figura 5.2.2.4. Los marcos que no están contraventeados no sufrieron ninguna articulación plástica. Al igual que en los casos anteriores, la mayor distorsión de entrepiso

ocurrió en el primero nivel. En la dirección X, las plastificaciones ocurrieron en todas las VE (Figura 5.2.2.3)

5.2.3 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 4

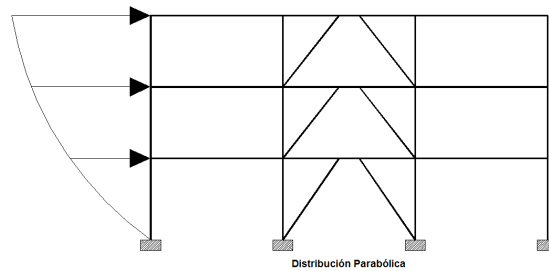


Figura 5.2.3.1 Distribución Parabólica para cargas laterales.

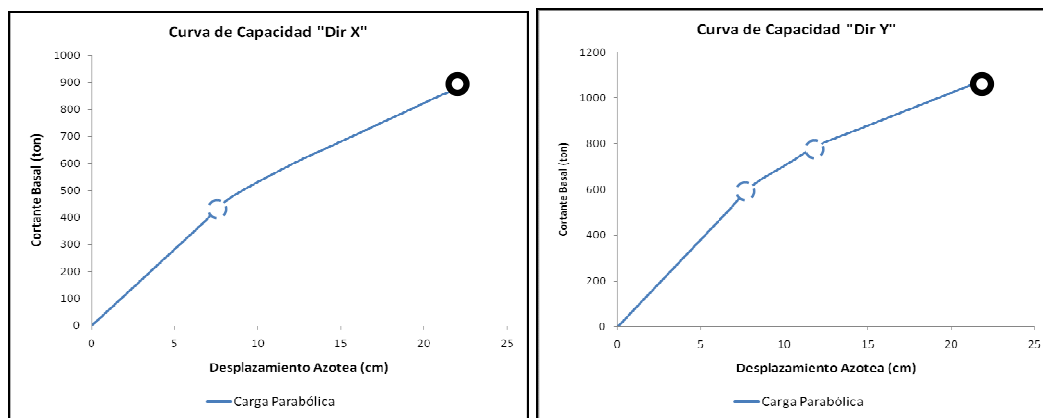


Figura 5.2.3.2 Curvas de Capacidad.

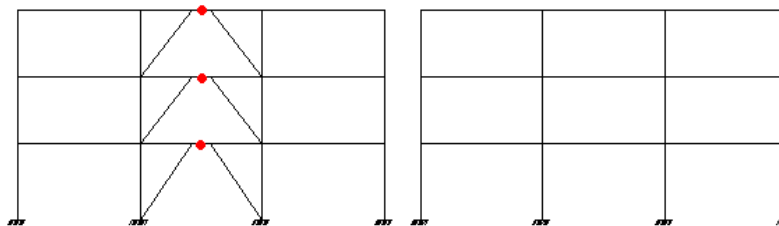


Figura 5.2.3.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

En el patrón de carga parabólico (Figura 5.2.3.1), no hubo mayor diferencia en los demás, ocurrieron plastificaciones solo en las VE y en ningún otro elemento, como se ve en la Figura 5.2.3.3, el comportamiento sigue siendo el adecuado. Desplazamientos y distorsiones siguieron el mismo patrón que en los análisis anteriores. La curva de capacidad en la dirección Y presenta dos puntos de inflexión, el primero corresponde a la plastificación de las VE del primer nivel y el segundo a la plastificación de las VE del segundo nivel (Figura 5.2.3.2)

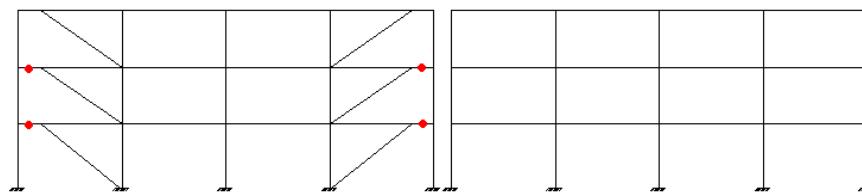


Figura 5.2.3.4 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

En dirección Y (Figura 5.2.3.4), las VE que llegaron a sufrir plastificación son las de los primero dos niveles, no ocurrieron plastificaciones los demás elementos, ni de los marcos contraventeados y no contraventeados.

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en la Figura 5.2.3.5.

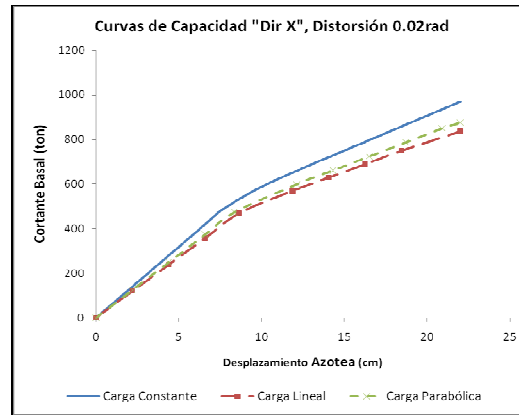


Figura 5.2.3.5 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.3.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
482.213	7.5704
696.737	22
Q = 2.906055	
R = 1.444874	

Lineal X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
469.53	8.650632
836.342	22
Q = 2.543167	
R = 1.781232	

Parabólica X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
473.705	8.34834
875.601	22
Q = 2.635254	
R = 1.84841	

En la Tabla 5.2.3.1 se observan los valores de Q (ductilidad) y R (Sobre resistencia). Estos valores se calculan dividiendo el Cortante en el último punto (a una distorsión de 0.02rad) con el Cortante de fluencia, esto para el caso de ductilidad. El caso de la Sobre resistencia es de una manera similar pero con los valores de desplazamientos.

El diseño de este edificio se realizó con una ductilidad alta de 4, pero se ve en las curvas de capacidad que en ningún patrón de carga se logra alcanzar este nivel, el patrón de carga que más se acerca es el constante, con un valor de 2.9, esto ocurre por el nivel de desplazamiento prescrito que se le dio al edificio, 22 cm. El valor máximo de la sobre-resistencia es de 1.85, que no ocurrió con el patrón de carga constante sino en el patrón de carga parabólico, donde se alcanzó el máximo nivel de ductilidad, ocurrió el mínimo valor de sobre-resistencia, con el patrón de carga constante. A nivel de Cortante Basal, también con el patrón de carga constante se alcanzó el máximo.

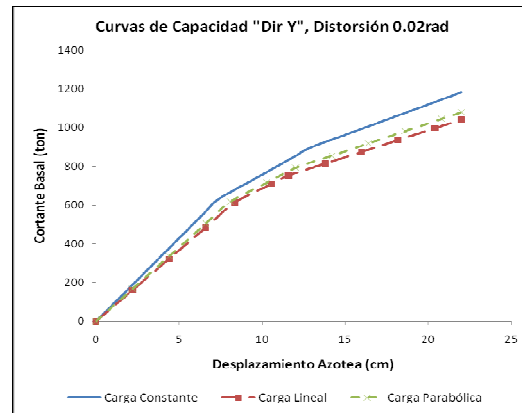


Figura 5.2.3.6 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.3.2 Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.02rad)		
	Vb (ton)	δaz (cm)
Fluencia	627.374	7.317388
Máximo	1171.806	21.70644
	Q = 2.966419	
	R = 1.867795	

Lineal Y (0.02rad)		
	Vb (ton)	δaz (cm)
Fluencia	600.2	8.192
Máximo	1002.434	20.96
	Q = 2.555	
	R = 1.6702	

Parabólica Y (0.02rad)		
	Vb (ton)	δaz (cm)
Fluencia	617.618	8.08104
Máximo	1017.962	20.96
	Q = 2.593931	
	R = 1.64821	

En esta dirección Y (Figura 5.2.3.6), los valores máximos tanto en ductilidad y sobre-resistencia ocurrieron con el patrón de carga constante, 2.966 y 1.867, respectivamente, en los otros patrones de cargas los valores son muy similares entre ellos, 2.5 en ductilidad y 1.6 en sobre-resistencia, los valores máximos de desplazamiento de azotea y cortante basal también ocurrió con el patrón de carga constante, como se observa en la Tabla 5.2.3.2.

Los valores de Q y R fueron calculados de usando las siguientes expresiones:

$$Q = \frac{V_{b\text{máx}}}{V_{b\text{fluencia}}} \quad (5.3.2.1)$$

$$R = \frac{\delta_{\text{máx}}}{\delta_{\text{fluencia}}} \quad (5.3.2.2)$$

5.2.4 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 4

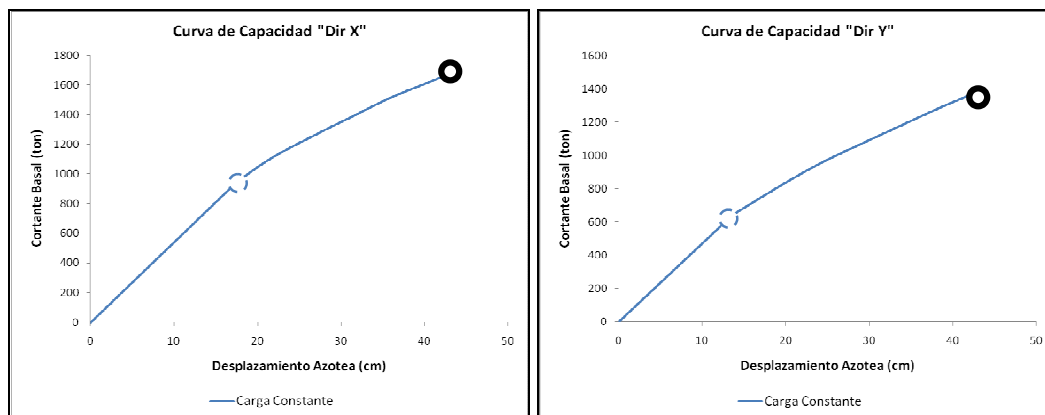
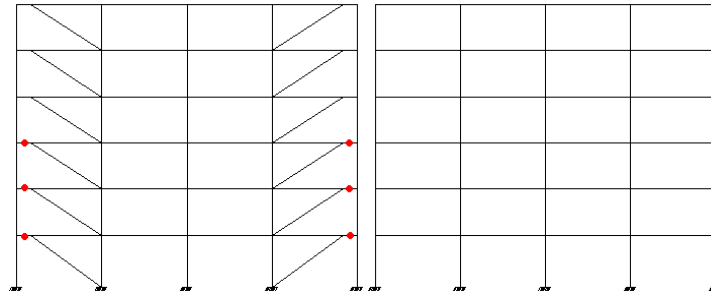
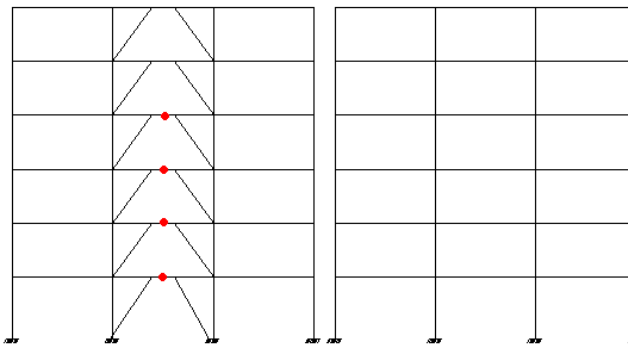


Figura 5.2.4.1 Curva de Capacidad.

Figuras 5.2.4.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

Para este edificio, las articulaciones plásticas aparecieron solamente en las VE de los tres primeros niveles, y ningún otro elemento llegó a plastificarse (Figura 5.2.4.2). La mayor distorsión se dio también en los primeros tres niveles. El comportamiento sigue siendo el adecuado y el esperado. Los desplazamientos siguen el mismo patrón paso a paso durante el *pushover*. En la Figura 5.2.4.1 se observa solamente un punto de inflexión, esto en la curva de capacidad.

Figuras 5.2.4.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

En esta dirección, se llegaron a plastificar las VE de los cuatro primeros niveles (Figura 5.2.4.3), todas las articulaciones de las VE son por cortante, se observa el punto de fluencia en la curva de capacidad, la distorsión de entrepiso va aumentando considerablemente en los primeros tres pisos.

5.2.5 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 4

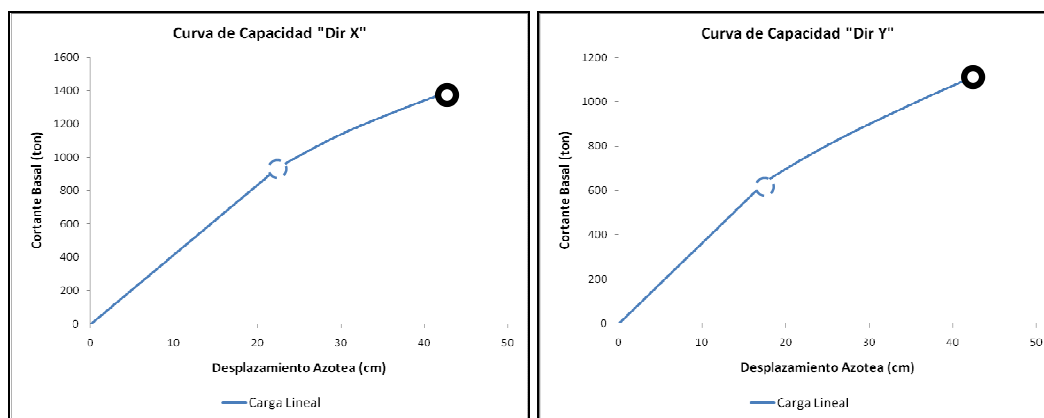
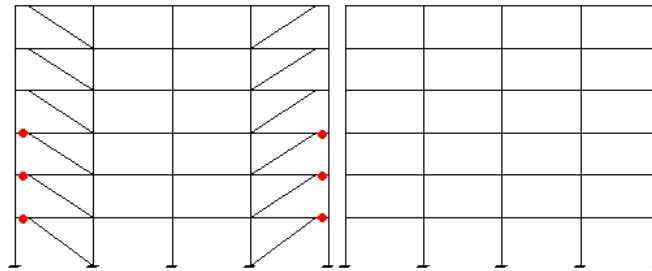
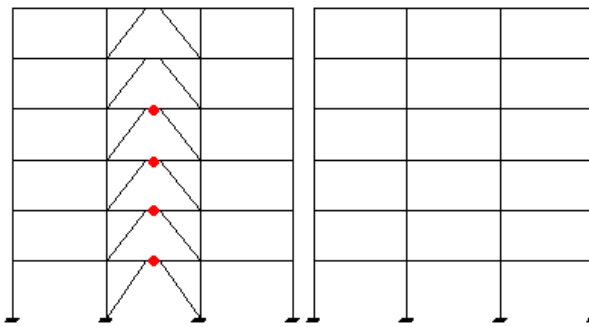


Figura 5.2.5.1 Curva de Capacidad.



Figuras 5.2.5.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

En estos marcos solo se plastificaron por cortante las VE de los tres primeros niveles (Figura 5.2.5.2), las distorsiones de entrepiso dan un aumento a partir del paso siete, pero siguen con el mismo patrón. En la curva de capacidad (Figura 5.2.5.1) se observa únicamente un punto de inflexión, donde se presentó la primera plastificación.



Figuras 5.2.5.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

En la dirección Y, desplazamientos y distorsiones de entrepiso llevan el mismo patrón que en la dirección X, pero aquí se articulan las VE de los cuatro primeros niveles (Figura 5.2.5.3). Puede verse el punto de fluencia, como en todos los casos anteriores (Figura 5.2.5.2).

5.2.6 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 4

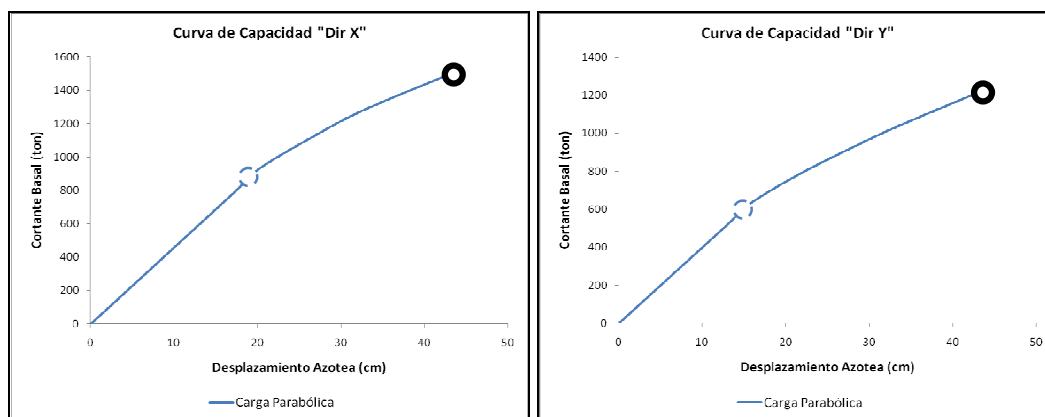
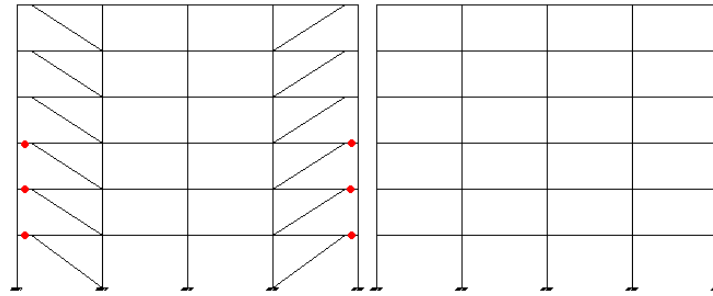
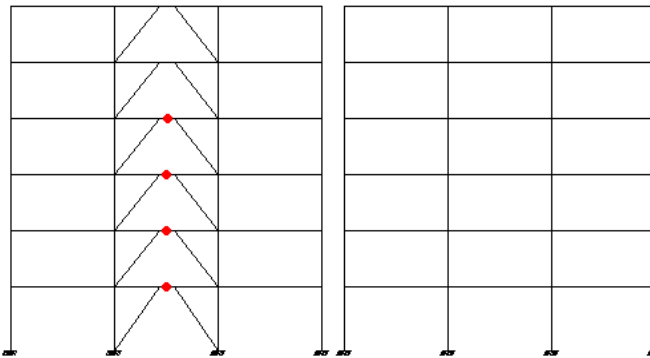


Figura 5.2.6.1 Curva de Capacidad.



Figuras 5.2.6.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

Para el patrón de cargas parabólico, se presentaron plastificaciones por cortante en las VE de los tres primeros niveles (Figura 5.2.6.2), en cuanto a desplazamientos y distorsiones de entrepiso, se observa un comportamiento similar que en los otros dos patrones de cargas. Como en otros casos, la curva de capacidad solo presenta un punto de inflexión (Figura 5.2.6.1).



Figuras 5.2.6.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y..

Se observa comportamiento similar que los casos anteriores, a diferencia que en esta dirección se plastificaron las VE de los cuatro primeros niveles (Figura 5.2.6.3).

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en la Figura 5.2.6.4 y en la Tabla 5.2.6.1).

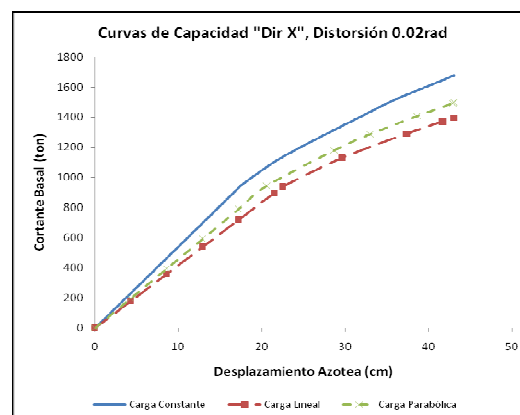


Figura 5.2.6.4 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.6.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.02rad)	
Vb (ton)	δaz (cm)
930.688	17.2
1676.286	43.933
Q = 2.554244	
R = 1.801126	

Lineal X (0.02rad)	
Vb (ton)	δaz (cm)
897.27	21.5
1395.928	43
Q = 2	
R = 1.55575	

Parabólica X (0.02rad)	
Vb (ton)	δaz (cm)
943.33	20.57073
1492.4	42.87201
Q = 2.084127	
R = 1.582055	

La máxima ductilidad y sobre-resistencia se alcanzaron con el patrón de carga constante, al igual que en el edificio de 3 niveles, para los patrones de carga lineal y parabólica los valores son similares, en ningún patrón de carga se alcanza la ductilidad de 4, con la cual fue diseñado el edificio. El desplazamiento prescrito fue de 43 cm.

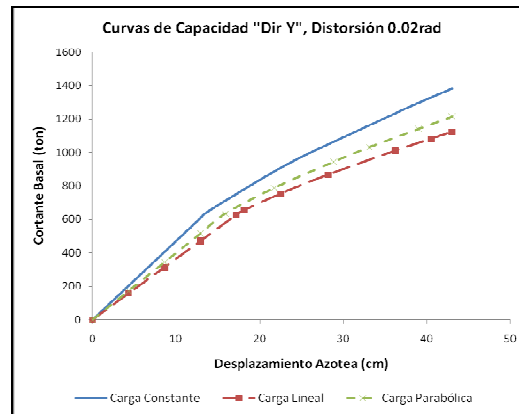


Figura 5.2.6.5 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.6.2 Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δaz (cm)
640.477	13.58556
1383.066	43
Q = 3.165126	
R = 2.159431	

Lineal Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δaz (cm)
654.714	18.1484
1124.135	43
Q = 2.369355	
R = 1.716986	

Parabólica Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δaz (cm)
634.38	15.874
1214.05	43
Q = 2.708832	
R = 1.913758	

En esta otra dirección, como se observa en la Tabla 5.2.6.2 y Figura 5.2.6.5, se alcanzaron valores mayores que en dirección X, el valor máximo de ductilidad es de 3.16 y el de sobre-resistencia de 2.16, con el patrón de carga constante, como en el edificio de 3 niveles, tampoco se alcanzó la ductilidad con la cual se realizó el diseño, Q de 4. Para los otros patrones de carga los valores no son tan similares, hay una pequeña diferencia entre ellos.

5.2.7 Edificio de 12 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 4

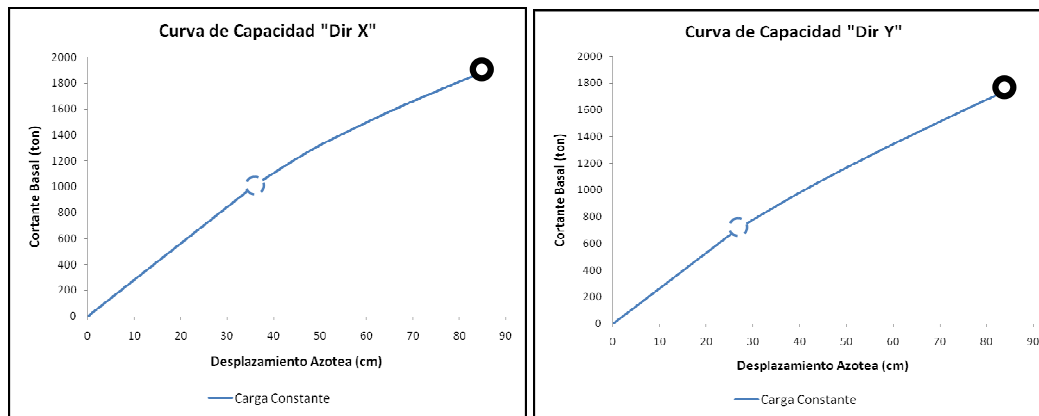


Figura 5.2.7.1 Curvas de Capacidad.

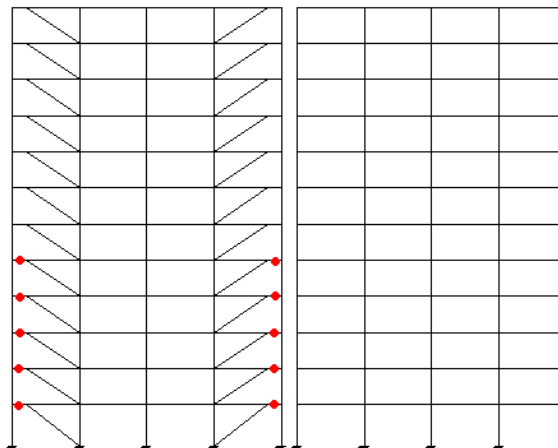


Figura 5.2.7.2 Mapeo de Plasticaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

Para este edificio de 12 niveles, con este patrón de cargas, no se llegaron a plastificar las columnas, se plastificaron por cortante las VE de los cinco primeros niveles, en el marco sin contravientos no se llegó a plastificar ningún elemento (Figura 5.2.7.2). Las distorsiones de entrepiso llevan aproximadamente valores constantes en los primeros siete niveles. Por el nivel de desplazamiento máximo prescrito, de 85 cm. La curva de capacidad presenta un cambio de pendiente poco pronunciado en el punto de inflexión (Figura 5.2.7.1) esto porque el edificio no desarrolló mucha ductilidad por la distorsión prescrita (0.02rad).

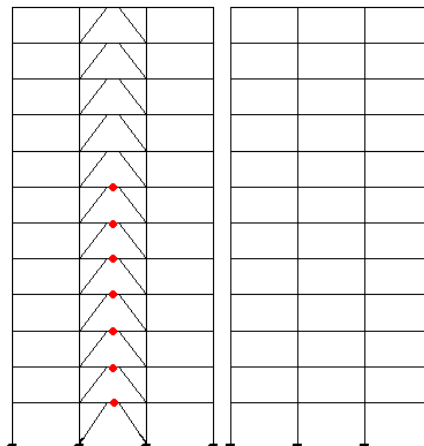


Figura 5.2.7.3 Mapeo de Plasticaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

En esta dirección, se plastificaron solamente las VE de los primeros siete niveles (Figura 5.2.7.3), el mismo comportamiento que en la dirección X se presenta en cuanto a la curva de capacidad. En los últimos pasos se presenta mayor variabilidad en las distorsiones de entrepiso en los primeros siete niveles.

5.2.8 Edificio de 12 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 4

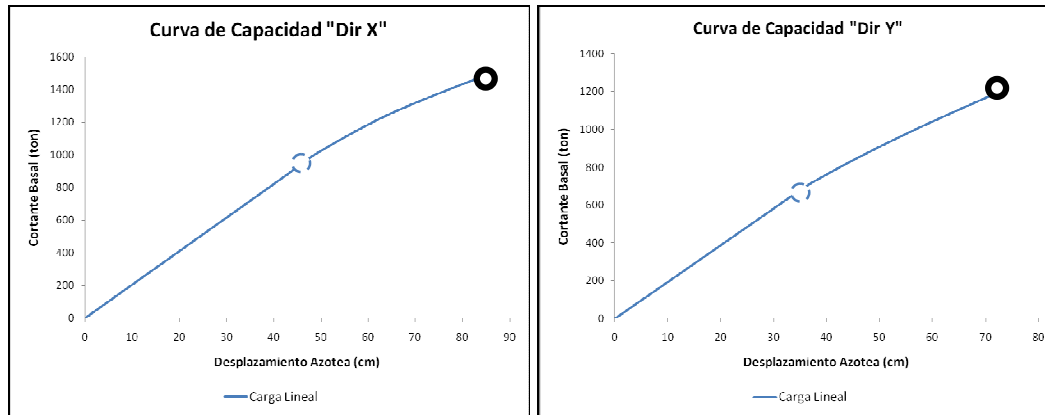


Figura 5.2.8.1 Curva de Capacidad.

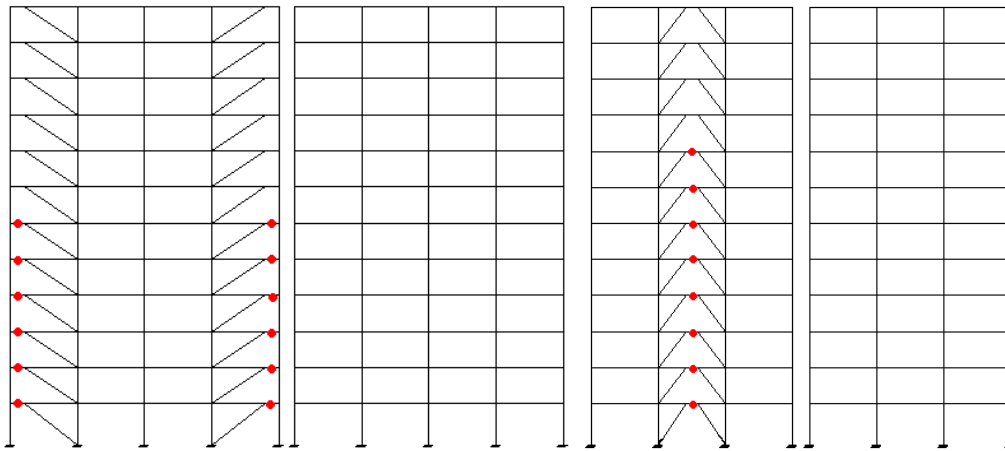


Figura 5.2.8.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$.

Solamente se plastificaron las VE de los primeros seis niveles (Figura 5.2.8.2), para este patrón de cargas, distorsiones y desplazamientos presentan comportamiento similar que el caso anterior, en la curva de capacidad se logra observar el punto de fluencia (Figura 5.2.8.1). En dirección Y se llegaron a plastificar las VE en dos niveles más que en la dirección X, los primeros ocho niveles del marco.

5.2.9 Edificio de 12 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 4

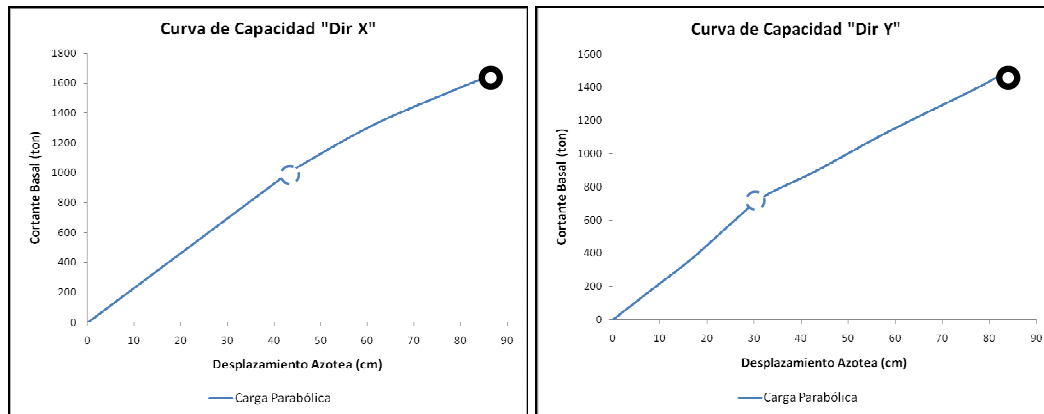


Figura 5.2.9.1 Curva de Capacidad.

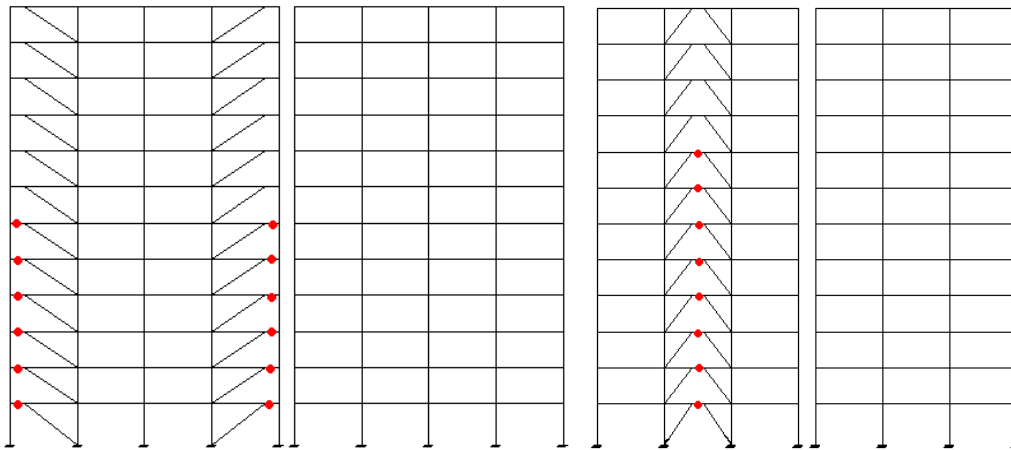


Figura 5.2.9.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$.

Ocurre comportamiento similar que en el caso anterior, se plastifican las VE de los primeros seis niveles en la dirección X y ocho niveles en la dirección Y (Figura 5.2.9.2), se llega al punto de fluencia (Figura 5.2.9.1), desplazamientos y distorsiones similares en todos los casos.

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en la Figura 5.2.9.3 y Tabla 5.2.9.1.

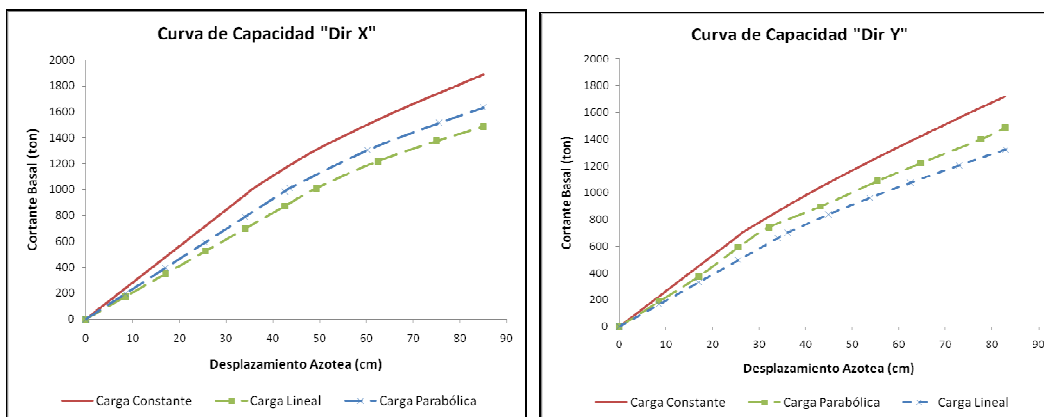


Figura 5.2.9.3 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.9.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.02rad)		Lineal X (0.02rad)		Parabólica X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)	Vb (ton)	δ_{az} (cm)	Vb (ton)	δ_{az} (cm)
956.866	34	1011.22	49.28	1012.08	43.553
1887.52	85	1486.73	85	1634.06	85
Q = 2.5		Q = 1.72484		Q = 1.95165	
R = 1.97261		R = 1.47023		R = 1.61456	

La máxima ductilidad y sobre-resistencia se alcanzaron con el patrón de carga constante, para los otros patrones de carga los valores son similares, con ningún patrón de carga se alcanza la ductilidad de 4, con la cual fue diseñado el edificio. El desplazamiento prescrito fue de 85 cm.

Tabla 5.2.9.2 Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.02rad)		Lineal Y (0.02rad)		Parabólica Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)	Vb (ton)	δ_{az} (cm)	Vb (ton)	δ_{az} (cm)
711.984	26.785	701.432	36.078	742.542	32.07
1718.58	82.714	1324.19	82.963	1485.58	82.875
Q = 3.08807		Q = 2.29955		Q = 2.58419	
R = 2.4138		R = 1.88783		R = 2.00067	

En esta otra dirección tampoco se llegó a alcanzar la ductilidad de 4, la máxima fue de 3, con el patrón de carga constante, como se ve en la Tabla 5.2.9.2.

5.2.10 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 2

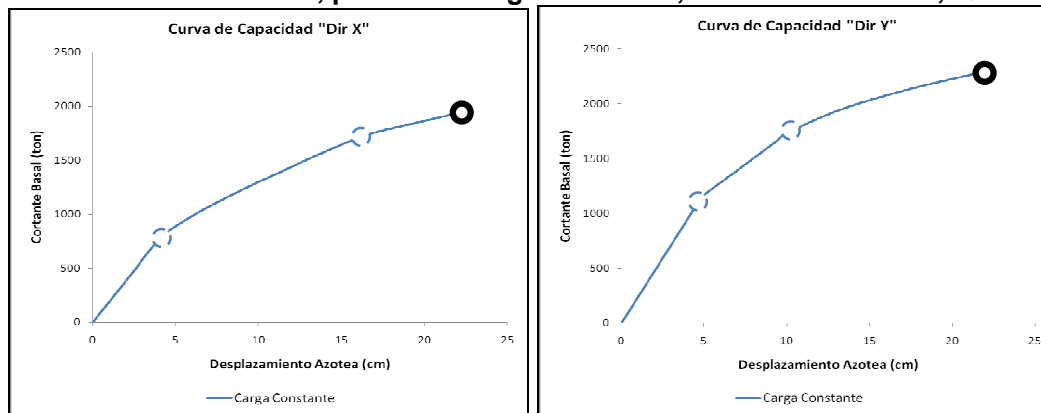
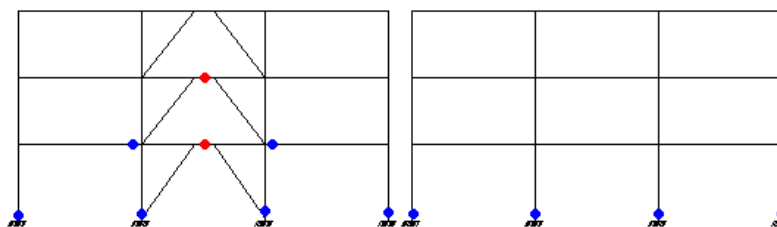


Figura 5.2.10.1 Curva de Capacidad.

Figura 5.2.10.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

Es importante aclarar que estos marcos se diseñaron solamente para cumplir con los requisitos de resistencia, por lo que no necesariamente deben de presentarse articulaciones plásticas en las VE. Como se ve en la Figura 5.2.10.2 se plastificaron por cortante las VE de los dos primeros niveles, pero también se llegaron a plastificar otros elementos, columnas y un par de vigas. Por este comportamiento se observa en la Figura 5.2.10.1 dos puntos de inflexión en la curva de capacidad.

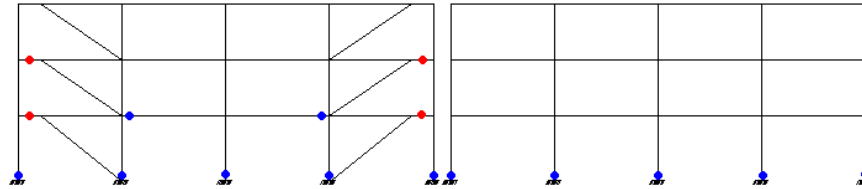


Figura 5.2.10.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

Como en la dirección X, se llegaron a plastificar no solo las VE de los dos primeros niveles, también las bases de las columnas del primer nivel, tanto en los marcos contraventeados y no contraventeados (Figura 5.2.10.3). También se observa que un par de vigas llegaron a plastificarse en sus extremos. La curva de capacidad es una curva típica, se logran ver los puntos de fluencia.

5.2.11 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 2

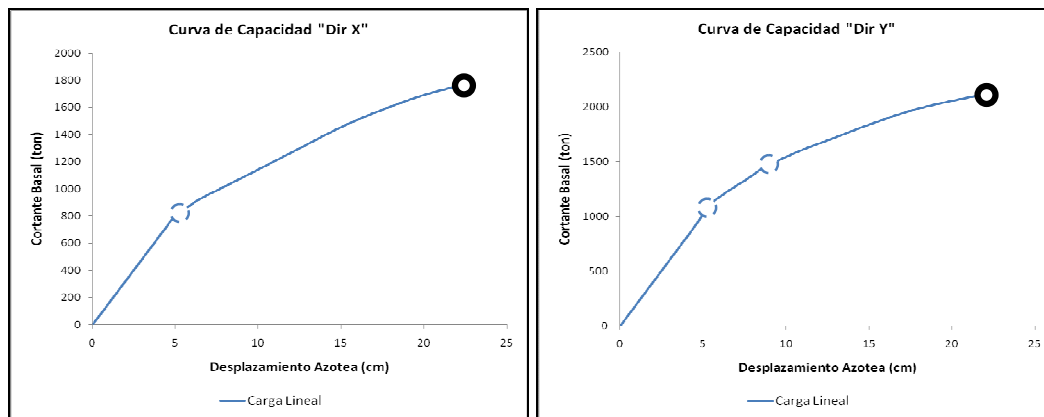


Figura 5.2.11.1 Curva de Capacidad.

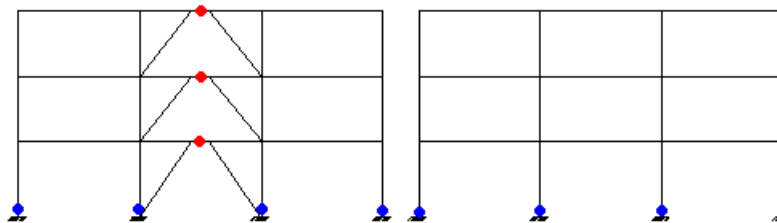


Figura 5.2.11.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

Para el patrón de carga lineal, se observan articulaciones plásticas no solo en las VE, también para este patrón de carga, se llegaron a plastificar las bases de las columnas del primer nivel, en los marcos con y sin contravientos (Figura 5.2.11.2). En la dirección Y de la curva de capacidad se observan dos puntos de inflexión a diferencia de la dirección X (Figura 5.2.11.1)

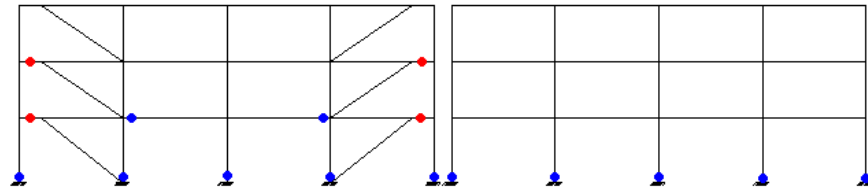


Figura 5.2.11.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

Se nota el mismo comportamiento que en el caso anterior, con patrón de carga lineal, tanto en desplazamientos, distorsiones y en la articulaciones (Figura 5.2.11.3).

5.2.12 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 2

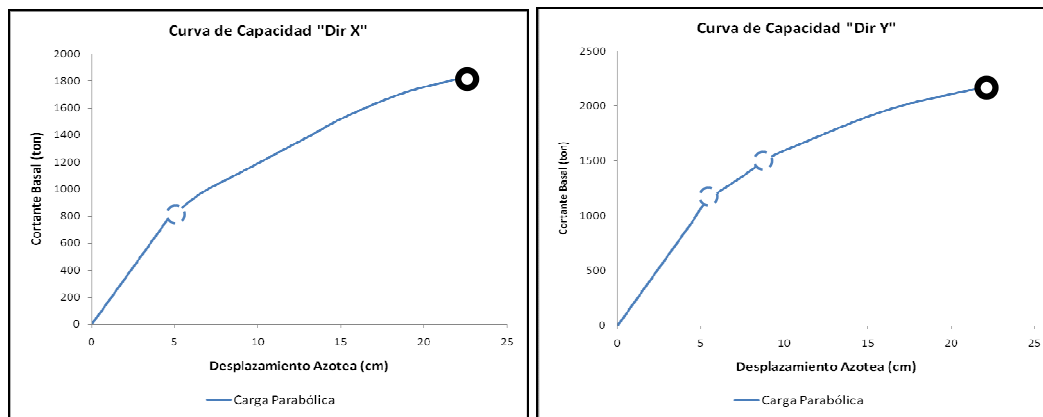


Figura 5.2.12.1 Curva de Capacidad.

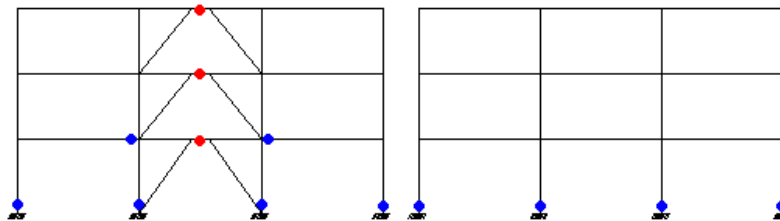
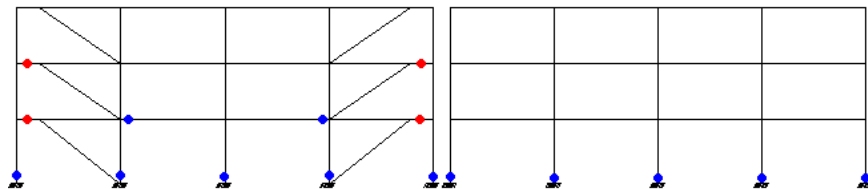


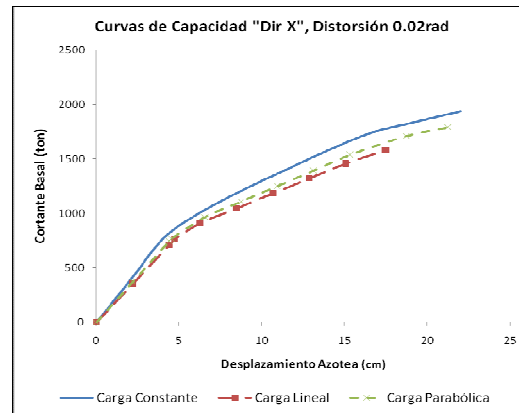
Figura 5.2.12.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

Se observa en la figura 5.2.12.2 que además de plastificarse las VE, se plastificaron otros elementos. No necesariamente se tienen que plastificar solamente las VE, este diseño se hizo solamente por resistencia. También se observan dos puntos de inflexión en la dirección Y (Figura 5.2.12.1).



Figuras 5.2.12.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en las Figuras 5.2.12.4 y 5.2.12.5, y Tablas 5.2.12.1, 5.2.12.2:



Figuras 5.2.12.4 Desplazamientos (cm).

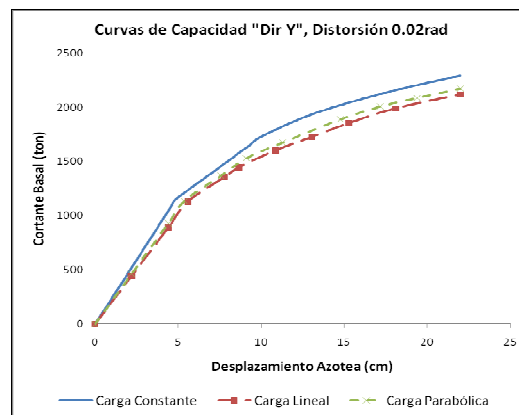
Tabla 5.2.12.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
777.56	4.082234
1934.94	22
Q = 5.389206	
R = 2.488477	

Lineal X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
711.94	4.4
1581.59	17.46537
Q = 3.969401	
R = 2.221521	

Parabólica X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
747.2	4.4
1789.97	21.22521
Q = 4.823912	
R = 2.39557	

Se observa que para este caso, con un diseño de Q de 2, no solo se alcanza este valor sino que se llega a rebasar, la máxima ductilidad alcanzada es de 5.39 y la sobre-resistencia de 2.5, esto con el patrón de carga constante, siguiéndolo el patrón de carga parabólico con una ductilidad de 4.82 y sobre-resistencia de 2.4.



Figuras 5.2.12.5 Distorsiones de Entrepiso (cm/cm).

Tabla 5.2.12.2 Curvas de Capacidad.

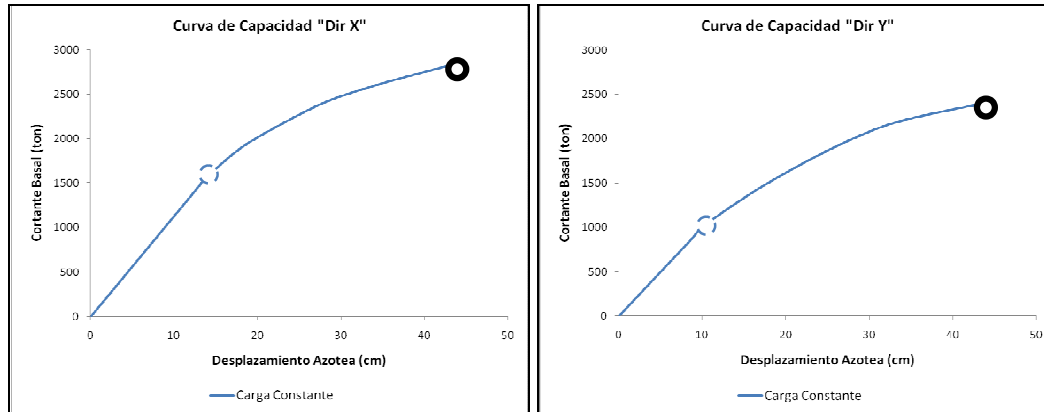
Constante Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1148.412	4.84355
2281.386	21.66043
Q = 4.472015	
R = 1.986557	

Lineal Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1129.646	5.589458
2117.86	22
Q = 3.935981	
R = 1.8748	

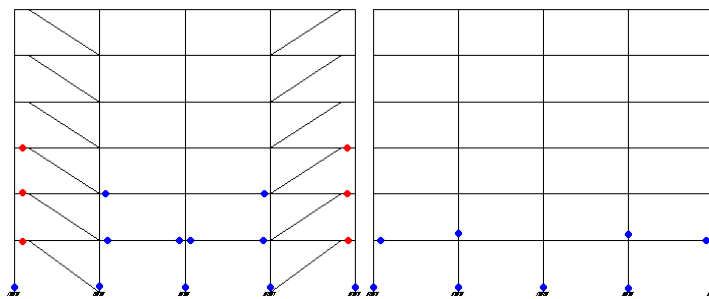
Parabólica Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1136.252	5.377232
2171.98	22
Q = 4.091324	
R = 1.91153	

También con el patrón de carga constante se logra alcanzar valores máximos en ductilidad y sobre-resistencia, de 4.47 y 1.98 respectivamente, no sólo se alcanzó sino se llegó a duplicar el valor de ductilidad, en los tres patrones de carga.

5.2.13 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.02 rad, Q de 2

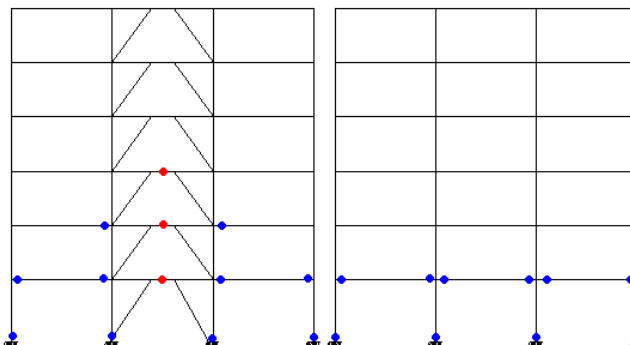


Figuras 5.2.13.1 Curva de Capacidad.



Figuras 5.2.13.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

En este caso se llegaron a plastificar un mayor número de elementos, como se observa en la figura 5.2.13.2, las VE de los primeros tres niveles, columnas y vigas tanto en marco contraventeados como no contraventeado. La mayor distorsión de entrepiso se presentó en el primer nivel siguiéndolo el nivel dos. En la Figura 5.2.13.1 se observa un mayor desarrollo de ductilidad.



Figuras 5.2.13.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

Los primeros tres niveles son los que se observan con plastificaciones en sus elementos, VE, columnas y vigas llegaron a plastificarse (Figura 5.2.13.3).

5.2.14 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.02 rad, Q de 2

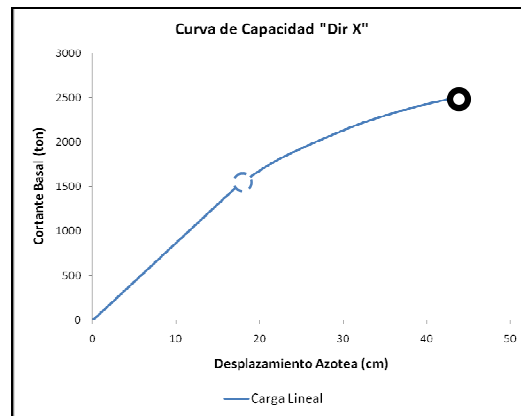


Figura 5.2.14.1 Curva de Capacidad.

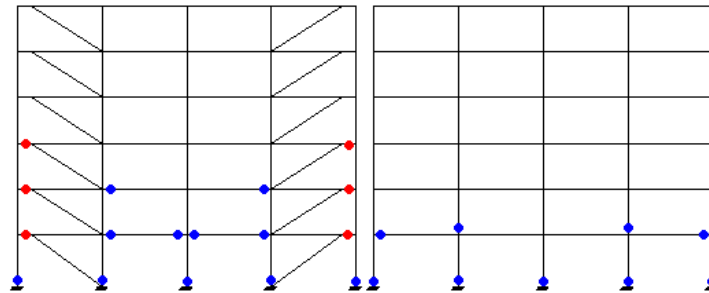


Figura 5.2.14.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

Se observa en las Figuras 5.2.14.1 y 5.2.14.2 que los marcos presentan un comportamiento similar que en la otra dirección y con el patrón de carga constante, un mayor número de elementos llegan a plastificarse.

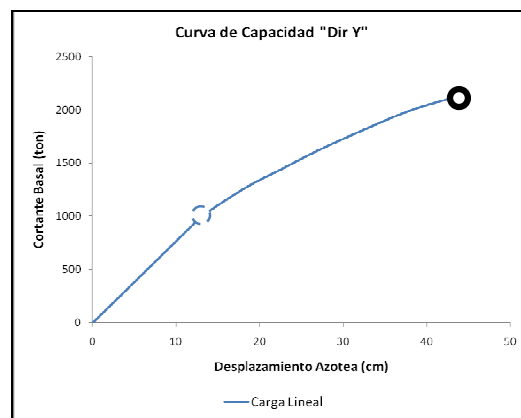


Figura 5.2.14.3 Curva de Capacidad.

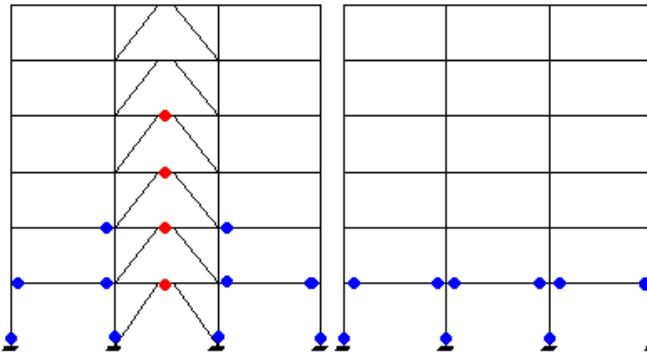


Figura 5.2.14.4 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

En las Figuras 5.2.14.3 y 5.2.14.4 se observa un comportamiento similar que en los casos anteriores.

5.2.15 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.02 rad, Q de 2

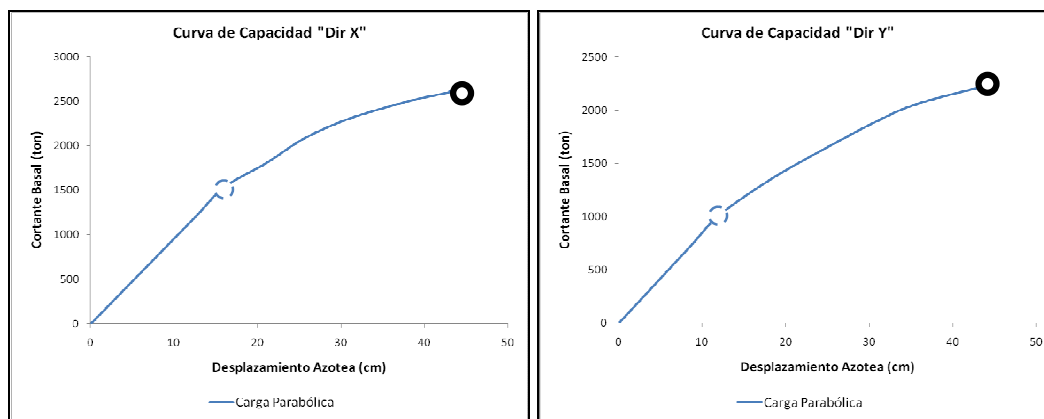


Figura 5.2.15.1 Curva de Capacidad.

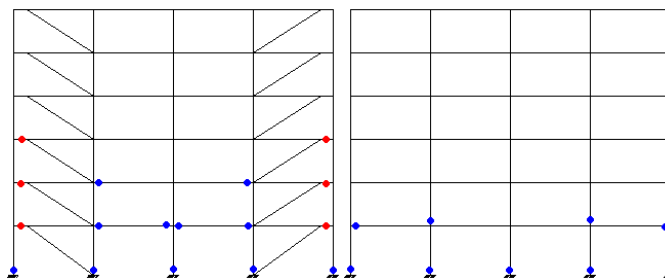


Figura 5.2.15.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección X.

Para este patrón de carga no hubo mayor cambio en cuanto al comportamiento de los marcos, ocurrieron articulaciones plásticas en casi los mismos elementos, solo en los primeros tres niveles, esto puede observarse en las Figuras 5.2.15.1 y 5.2.15.2.

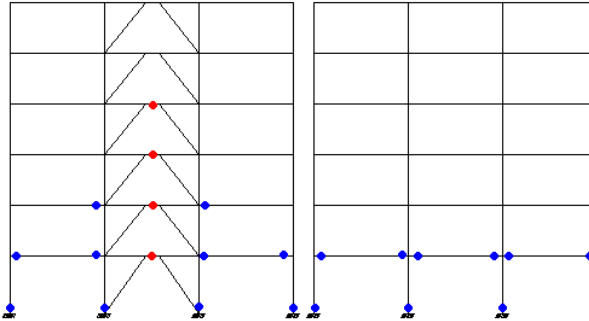


Figura 5.2.15.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.02$, Dirección Y.

Comportamiento similar, distorsiones máximas en los primeros niveles, articulaciones plásticas en casi los mismos elementos que en los otros patrones de cargas (Figura 5.2.15.3).

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en las Figuras 5.2.15.4 y 5.2.15.5, y Tablas 5.2.15.1 y 5.2.15.2:

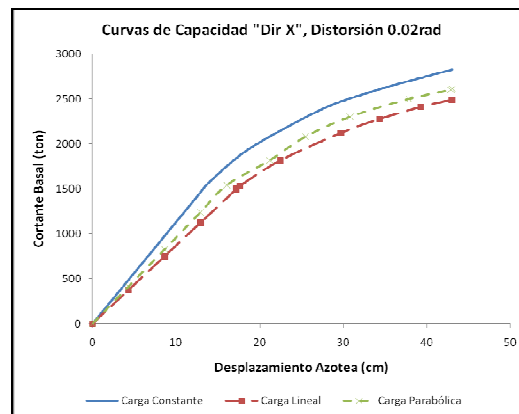


Figura 5.2.15.4 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.15.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1550.218	13.69749
2825.18	43
Q = 3.139261	
R = 1.82244	

Lineal X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1495.908	17.2
2488.88	43
Q = 2.5	
R = 1.663792	

Parabólica X (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1539.772	16.05175
2599.98	42.85749
Q = 2.669957	
R = 1.688549	

En este caso, el valor de ductilidad no es tan alto como en el edificio de 3 niveles, el valor máximo de ductilidad y sobre-resistencia alcanzado es de 3.14 y 1.82 respectivamente, estos con el patrón de carga constante, como en casos anteriores, tomando en cuenta que se diseñó solamente por resistencia (Q = 2) logra alcanzar un buen nivel de ductilidad.

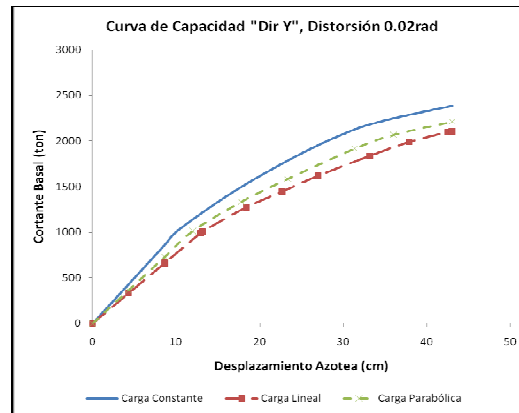


Figura 5.2.15.5 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.15.2 Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1021.68	10.23146
2387.34	43
Q = 4.202724	
R = 2.336681	

Lineal Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1012.22	12.9
2107	43
Q = 3.333333	
R = 2.081563	

Parabólica Y (0.02rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1012.22	11.97809
2211	43
Q = 3.589888	
R = 2.184308	

Para esta dirección el valor de ductilidad si llegó a duplicarse, el valor máximo es de 4.2 y 2.33 para ductilidad y sobre-resistencia, como se ha observado, esto con el patrón de carga constante.

5.2.16 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 4

En la figura 5.2.16.1 donde se muestra la curva de capacidad, se notan dos puntos de inflexión, estos dos puntos significan lo siguiente:

- Punto de Primer Fluencia o Fluencia de algunos elementos.
- Punto a una distorsión de 0.037rad.

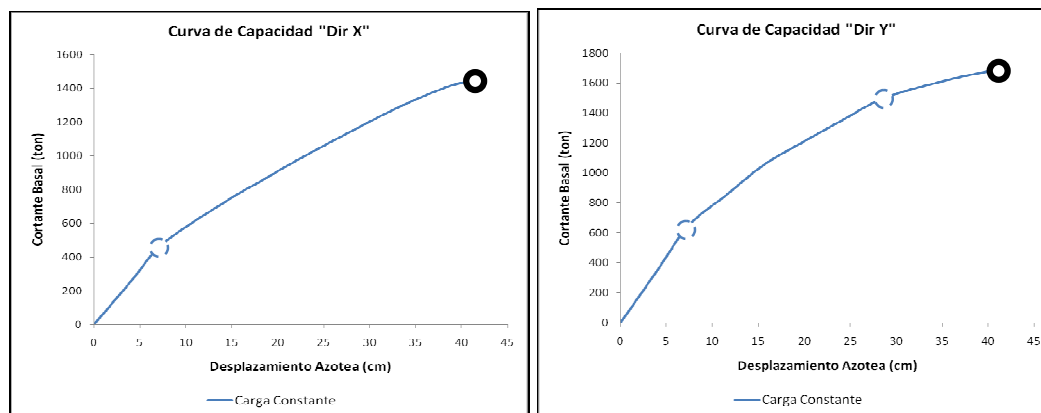


Figura 5.2.16.1 Curva de Capacidad.

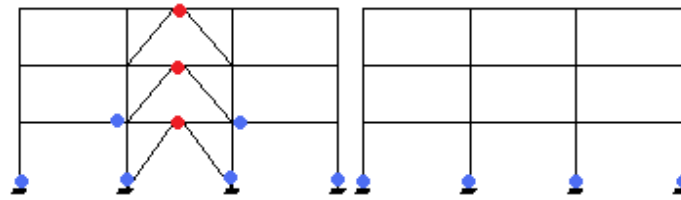


Figura 5.2.16.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

En estos casos, el nivel de desplazamiento prescrito fue mayor. Para este patrón de cargas, en los marcos se llegaron a plastificar otros elementos aparte de las VE, esto se puede observar en la figura 5.2.16.2. Las primeras articulaciones se presentaron en estas VE, también en la dirección Y (Figura 5.2.16.3), como se pretende. Distorsiones y desplazamientos no sufren mayor cambio en cuanto a su comportamiento.

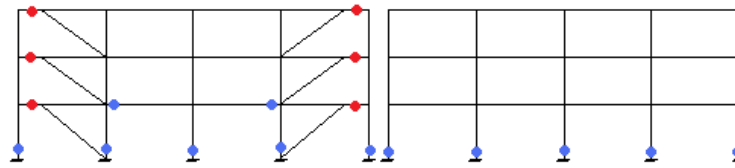


Figura 5.2.16.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

5.2.17 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 4

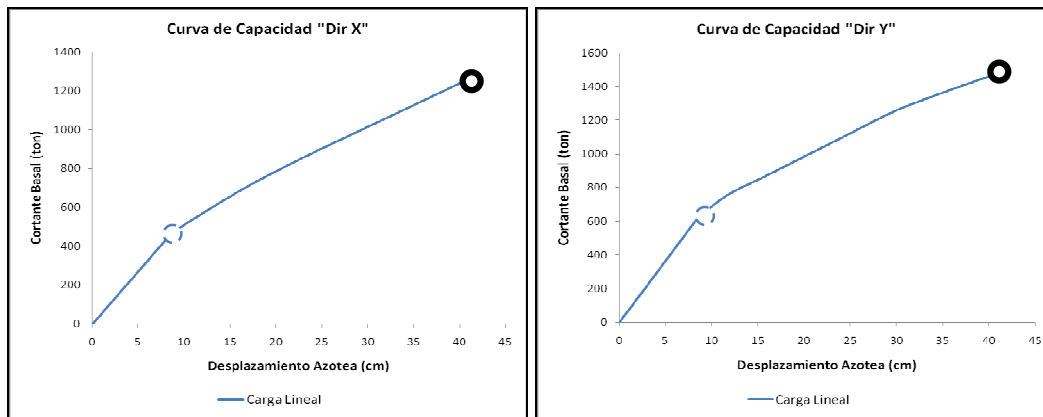


Figura 5.2.17.1 Curva de Capacidad.

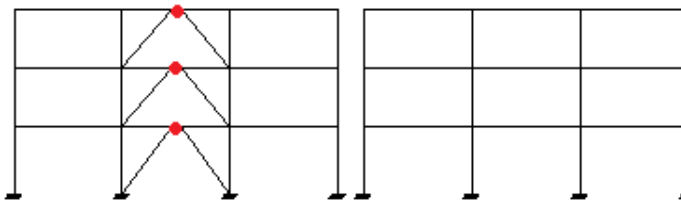


Figura 5.2.17.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

Solo se llegaron a plastificarse las VE de los tres niveles, no se llegó a plastificar ningún otro elemento, esto se observa en las figuras 5.2.17.1 y 5.2.17.2.

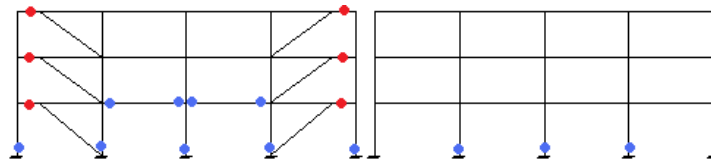


Figura 5.2.17.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Varios elementos llegaron a plastificarse, no solo las VE de los tres primeros niveles, columnas y vigas del primer nivel (Figura 5.2.17.3).

5.2.18 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 4

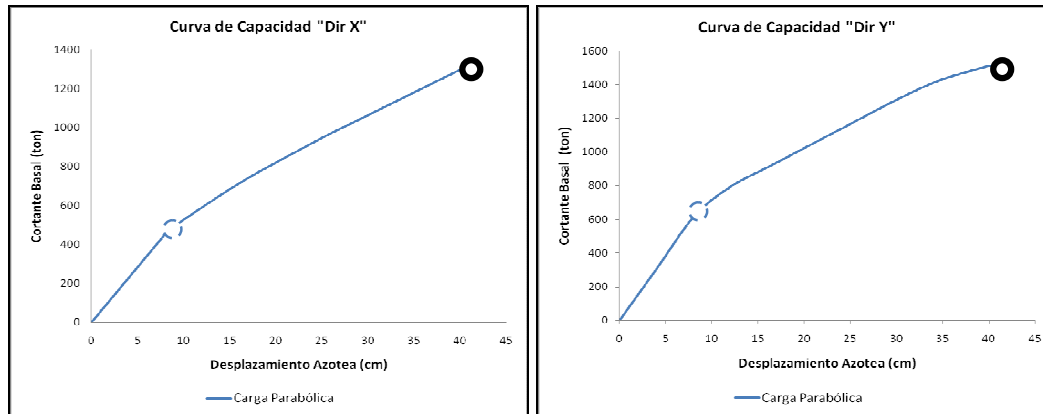


Figura 5.2.18.1 Curva de Capacidad.

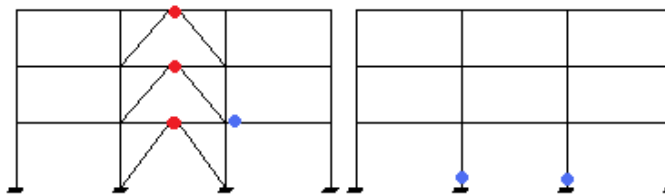


Figura 5.2.18.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X..

Articulaciones plásticas en la base de varias columnas del marco no contraventeado, en las VE de los tres niveles y en vigas (Figuras 5.2.18.2 y 5.2.18.3). En las curvas de capacidad se observa un punto de inflexión y el punto donde se logra la distorsión de 0.037rad, también se observa que se logra desarrollar una mayor ductilidad (Figura 5.2.21.2).

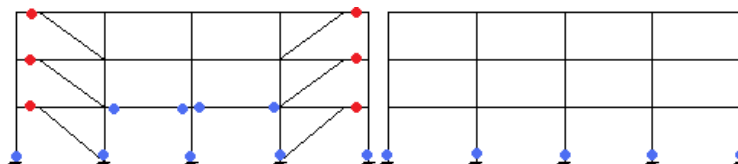


Figura 5.2.18.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en las Figuras 5.2.18.4 y 5.2.18.5, Tablas 5.2.18.1 y 5.2.18.2:

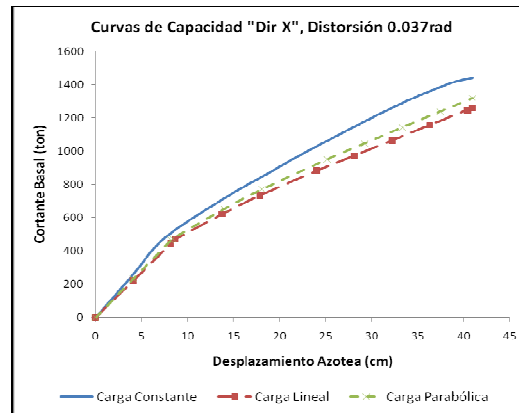


Figura 5.2.18.4 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.18.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
482.21	7.5704
1441.17	40.96
Q = 5.410546	
R = 2.988677	

Lineal X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
444.637	8.192
1259.797	40.96
Q = 5	
R = 2.833316	

Parabólica X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
464.833	8.192
1318.002	40.96
Q = 5	
R = 2.835431	

El nivel de ductilidad alcanzado es de 5, este edificio fue diseñado para una ductilidad de 4, superó, aunque no por mucho, este valor, la sobre resistencia tiene valor de poco menos de 3.

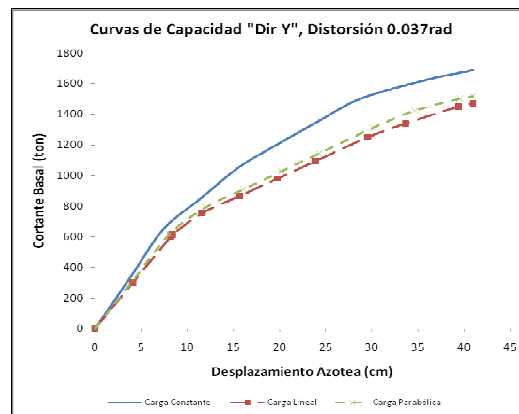


Figura 5.2.18.5 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.18.2 Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
650.88	7.41496
1689.56	40.96
Q = 5.523968	
R = 2.595809	

Lineal Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
600.2	8.192
1472.434	40.96
Q = 5	
R = 2.453239	

Parabólica Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
617.618	8.08104
1517.962	40.96
Q = 5.068655	
R = 2.457768	

Como en la dirección X, la ductilidad de 4, para la cual fue diseñado el edificio, se vio rebasada en este caso, los valores máximos se dieron con el patrón de cargas constante.

5.2.19 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 4

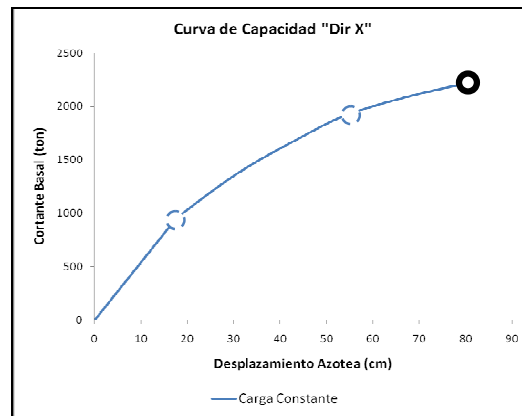


Figura 5.2.19.1 Curva de Capacidad.

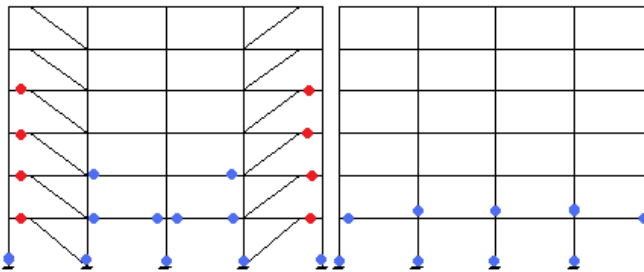


Figura 5.2.19.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

Se observan articulaciones en varios elementos, las articulaciones de las VE ocurrieron inicialmente (Figura 5.2.19.2 y 5.2.19.4). Como ocurrieron plastificaciones en varios elementos de los marcos, en la curva de capacidad (Figura 5.2.19.1) se observan dos puntos de inflexión, para la primer fluencia y fluencia de otros elementos.

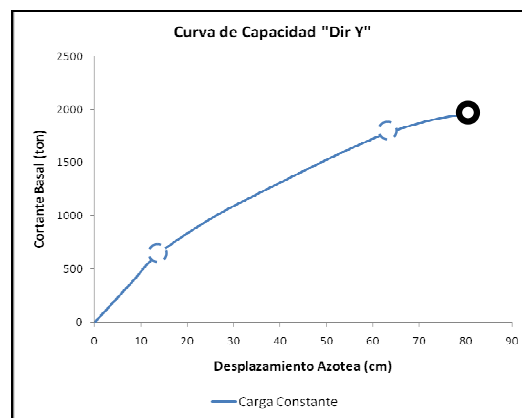


Figura 5.2.19.3 Curva de Capacidad.

En la Figura 5.2.19.3 se observan también dos puntos de inflexión, aunque el segundo punto no haya un cambio considerable en la pendiente.

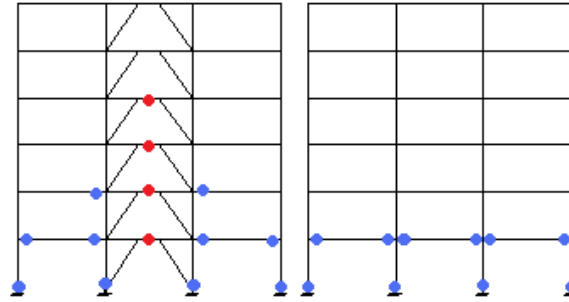


Figura 5.2.19.4 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

5.2.20 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 4

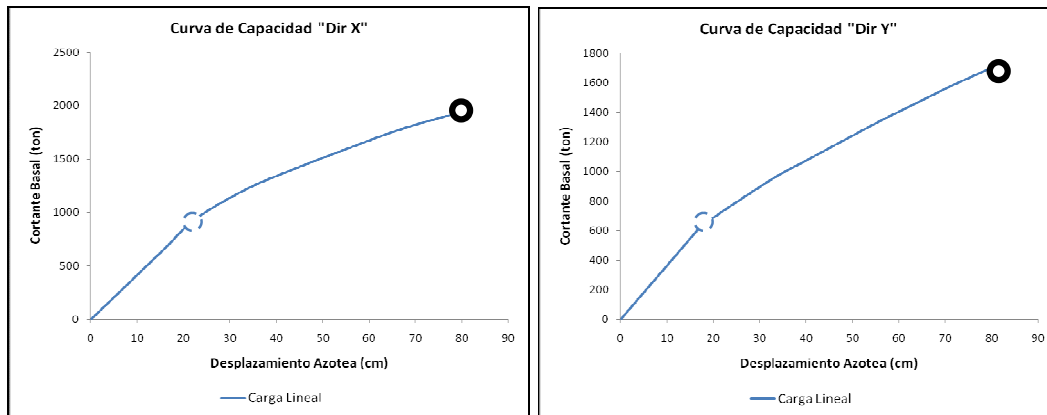


Figura 5.2.20.1 Curva de Capacidad.

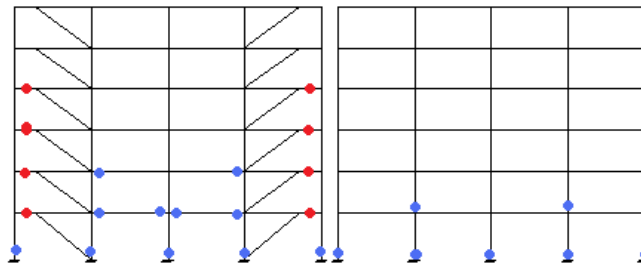


Figura 5.2.20.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

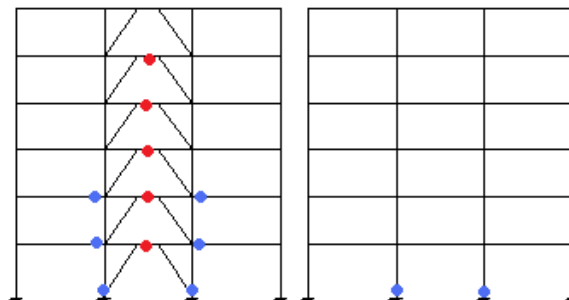


Figura 5.2.20.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Por el nivel de desplazamiento, las articulaciones plásticas se presentan en varios elementos de los marcos, pero siguen plastificándose primero las VE (Figuras 5.2.20.2 y

5.2.20.3). Las curvas de capacidad tienen un comportamiento que podría idealizarse bilineal, como se observa en las Figura 5.2.20.1.

5.2.21 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 4

Como se observa en la Figura 5.2.21.1, la curva de capacidad presenta un punto de inflexión y el punto de distorsión 0.037rad. En las figuras 5.2.21.2 y 5.2.21.3 se observa que se presentaron plastificaciones no solo en las VE sino también en vigas y columnas, esto porque el nivel de distorsión es mayor (0.037rad).

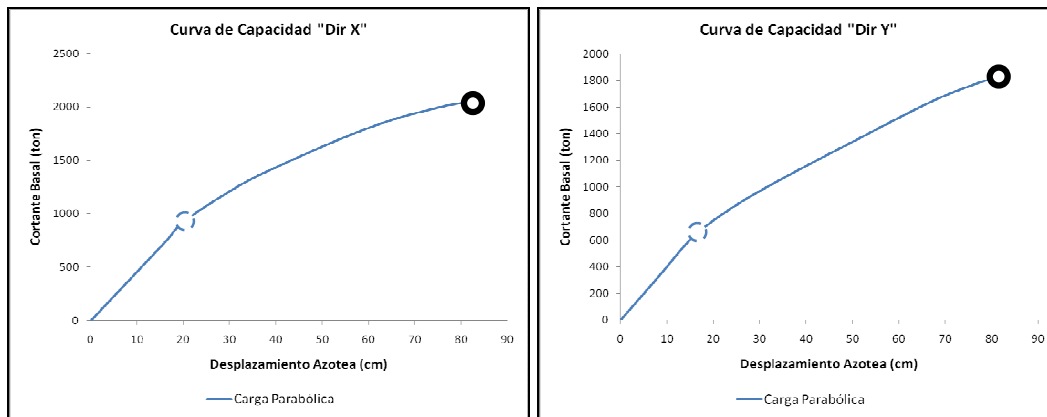


Figura 5.2.21.1 Curva de Capacidad.

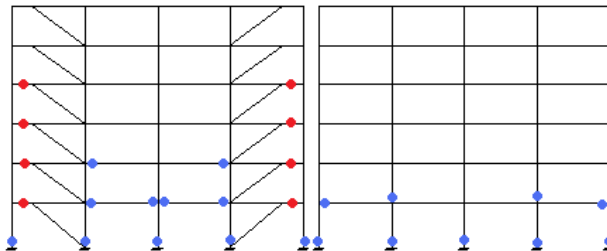


Figura 5.2.21.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

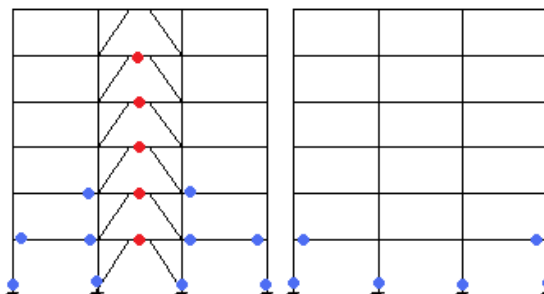


Figura 5.2.21.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en las Figuras 5.2.21.4 y 5.2.24.5, Tablas 5.2.21.1 y 5.2.21.2:

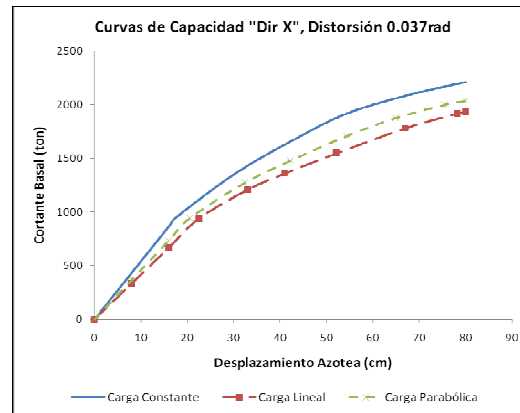


Figura 5.2.21.4 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.21.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
950.388	17.564
2212.618	80
Q = 4.554771	
R = 2.328121	

Lineal X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
939.218	22.50429
1935.952	80
Q = 3.554877	
R = 2.061238	

Parabólica X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
943.34	20.543
2038.357	80
Q = 3.894271	
R = 2.160787	

Solamente con el patrón de carga constante se alcanzó la ductilidad de 4, como se observó en Figura 5.2.21.4, se presentaron articulaciones plásticas no solo en las VE sino en otros elementos.

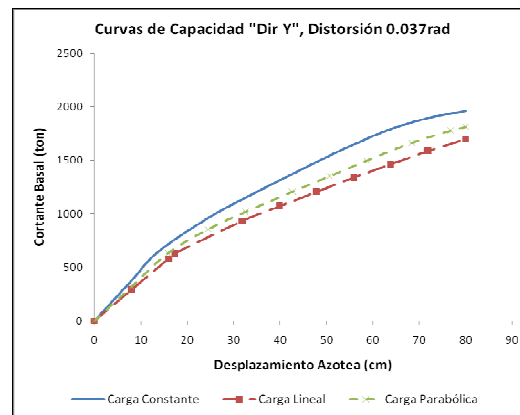


Figura 5.2.21.5 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.21.2 Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
640.482	13.5856
1959.87	80
Q = 5.888588	
R = 3.059992	

Lineal Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
583.25	16
1700.033	80
Q = 5	
R = 2.914759	

Parabólica Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
634.399	15.8696
1813.286	80
Q = 5.041085	
R = 2.858274	

En esta dirección se alcanzó una ductilidad de casi 6, con el patrón de carga constante, la sobre-resistencia alcanzó valores de alrededor de 3.

5.2.22 Edificio de 12 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 4

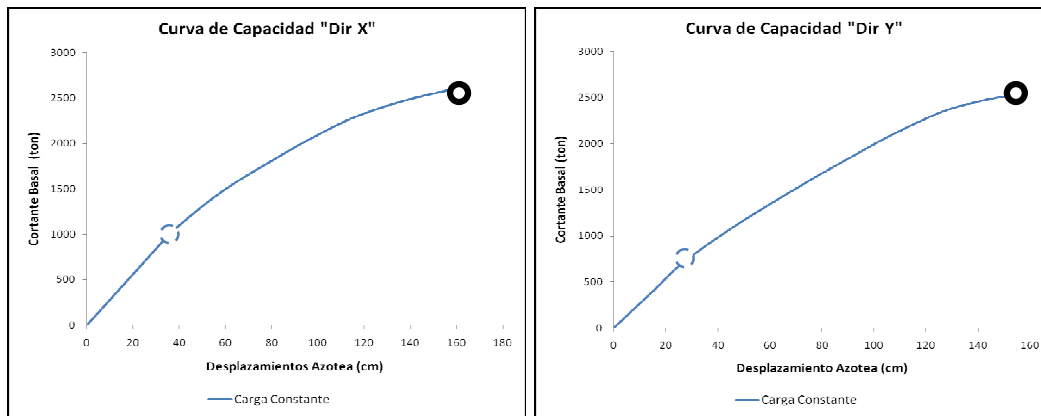


Figura 5.2.22.1 Curva de Capacidad.

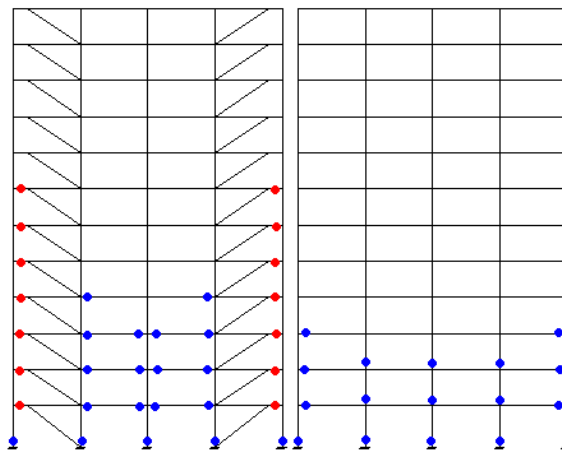


Figura 5.2.22.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

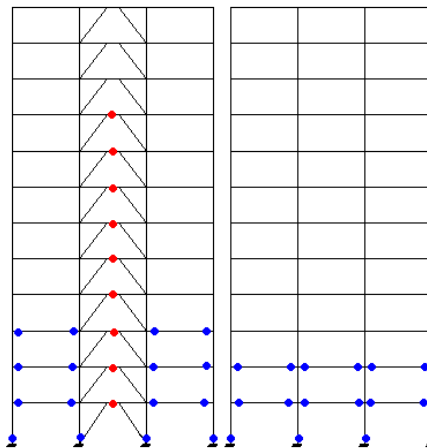


Figura 5.2.22.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Plastificaciones por cortante en VE de varios niveles pero también en los últimos pasos se plastificaron algunos otros elementos (columnas y vigas) en los primeros cuatro niveles, estas plastificaciones fueron por flexión. Las plastificaciones en las VE se presentaron primero que todas las demás (Figuras 5.2.22.2 y 5.2.22.3). En la curva de capacidad se observa un mayor desarrollo de ductilidad (Figura 5.2.25.1).

5.2.23 Edificio de 12 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 4

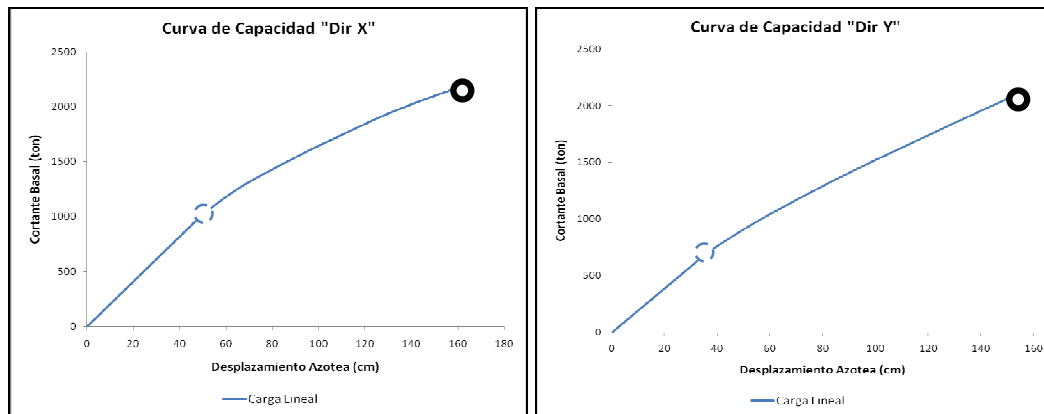


Figura 5.2.23.1 Curva de Capacidad.

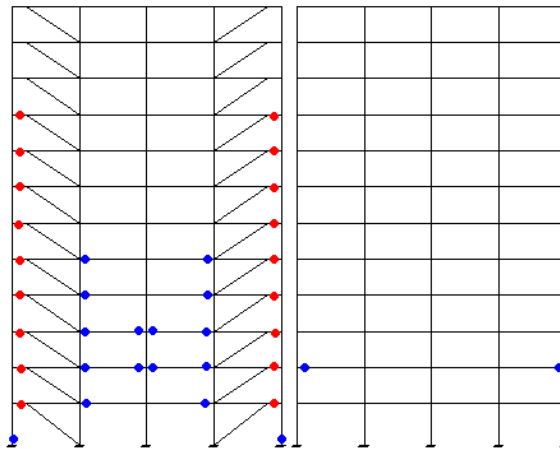


Figura 5.2.23.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

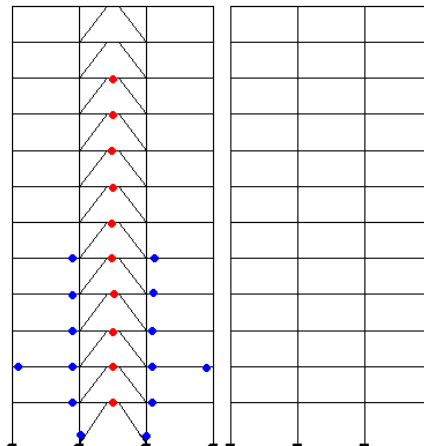


Figura 5.2.23.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

En la dirección X (Figura 5.2.23.2), se articulan la mayoría de las VE y algunas columnas y vigas. En la dirección Y (Figura 5.2.23.3) aparecen articulaciones plásticas en casi todas las VE, solo faltaron las dos VE de los últimos niveles. En el marco sin contravientos no se presentaron plastificaciones, esto en la dirección Y, y en la dirección X,

un par de vigas sufrieron plastificaciones. En la Figura 5.2.23.1 se muestran las curvas de capacidad que presentan un solo punto de inflexión.

5.2.24 Edificio de 12 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 4

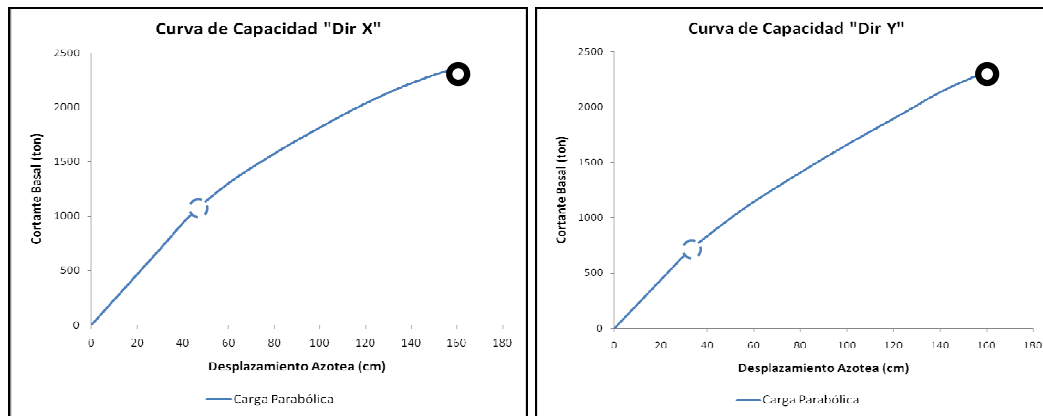


Figura 5.2.24.1 Curva de Capacidad.

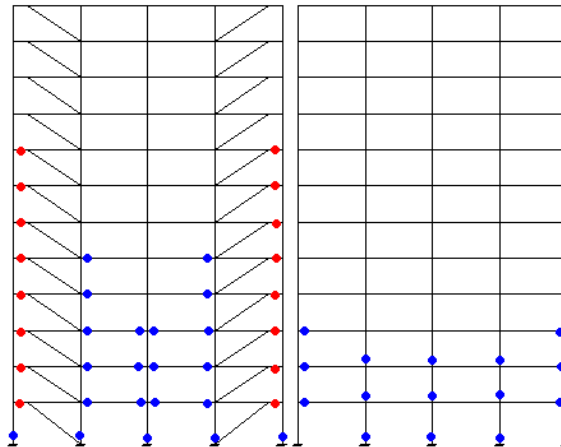


Figura 5.2.24.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

Varios de los niveles presentan plastificadas las VE, las columnas del primer nivel se llegan a plastificar en su base, algunas otras columnas y vigas también se plastificaron (Figuras 5.2.24.2 y 5.2.24.3). Las curvas de capacidad (Figura 5.2.24.1) presenta comportamiento similar a los otros casos.

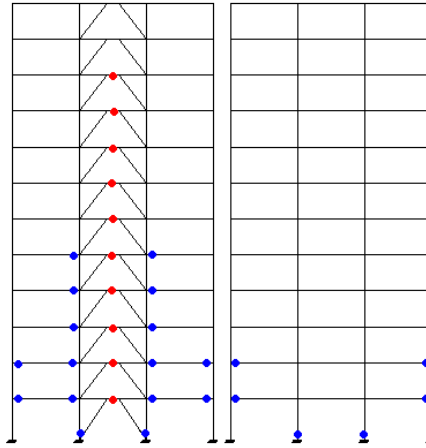


Figura 5.2.24.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en las Figuras 5.2.24.4 y 5.2.24.5, Tablas 5.2.24.1 y 5.2.24.2:

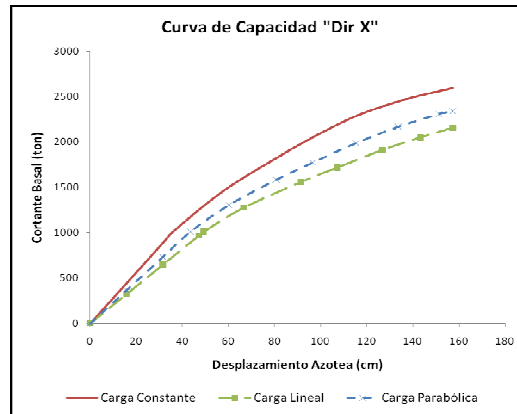


Figura 5.2.24.4 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.24.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.037rad)		Lineal X (0.037rad)		Parabólica X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)	Vb (ton)	δ_{az} (cm)	Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1015.85	36.096	1011.15	49.28	1012.01	43.55
2595.47	157.241	2154.12	157.24	2339.04	157.24
Q = 4.35619		Q = 3.19075		Q = 3.61056	
R = 2.55498		R = 2.13038		R = 2.31128	

En este caso si se alcanza la ductilidad de 4 con el patrón de cargas constante, en los otros patrones de carga no se alcanza el valor de 4, pero sí se logra una ductilidad alta. El valor de la sobre-resistencia, está alrededor de 2.5.

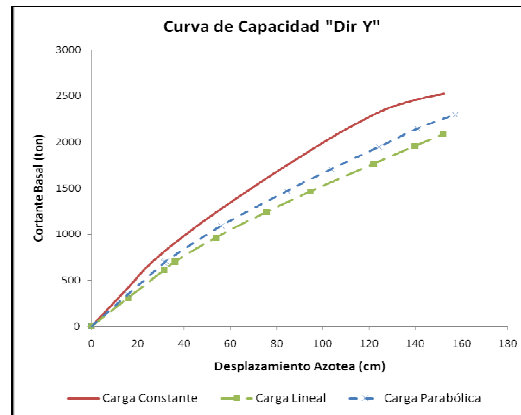


Figura 5.2.24.5 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.24.2 Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
712.008	26.785
2522.97	152.323
Q = 5.68688	
R = 3.54346	

Lineal Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
701.612	36.078
2081.48	151.967
Q = 4.21218	
R = 2.96671	

Parabólica Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
691.73	31.448
2295.41	157.24
Q = 5	
R = 3.31837	

También se alcanza una ductilidad de 4 en esta dirección, con los tres patrones de carga, incluso se llega al valor de 5.7, la sobre-resistencia está en alrededor de 3.4.

5.2.25 Edificio de 3 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 2

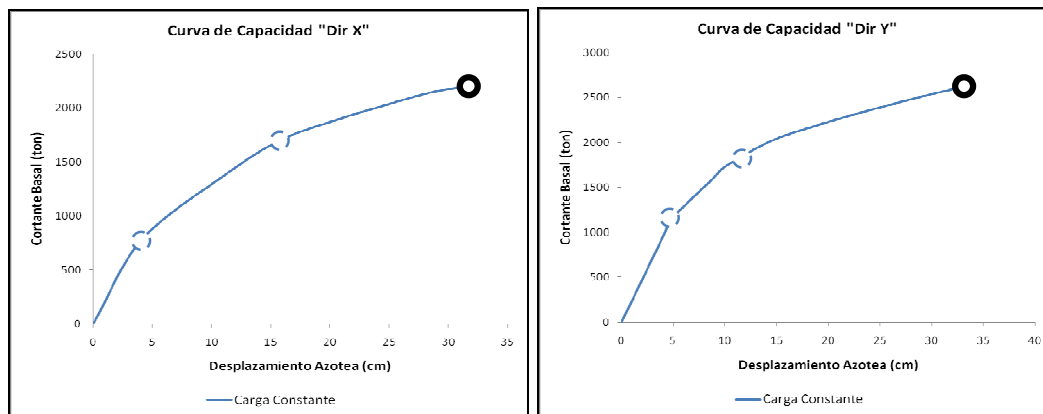
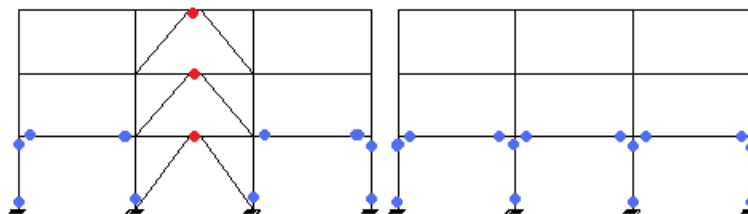


Figura 5.2.25.1 Curva de Capacidad.

Figura 5.2.25.2 Mapeo de Plasticificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

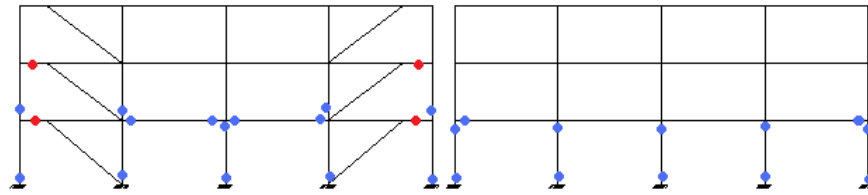


Figura 5.2.25.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Se observan más elementos plastificados, no solo las VE, como se ve en las figuras 5.2.25.2 y 5.2.25.3, se plastifican vigas y columnas también. En este caso en las curvas de capacidad (Figura 5.2.25.1) se observan dos puntos de inflexión.

5.2.26 Edificio de 3 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 2

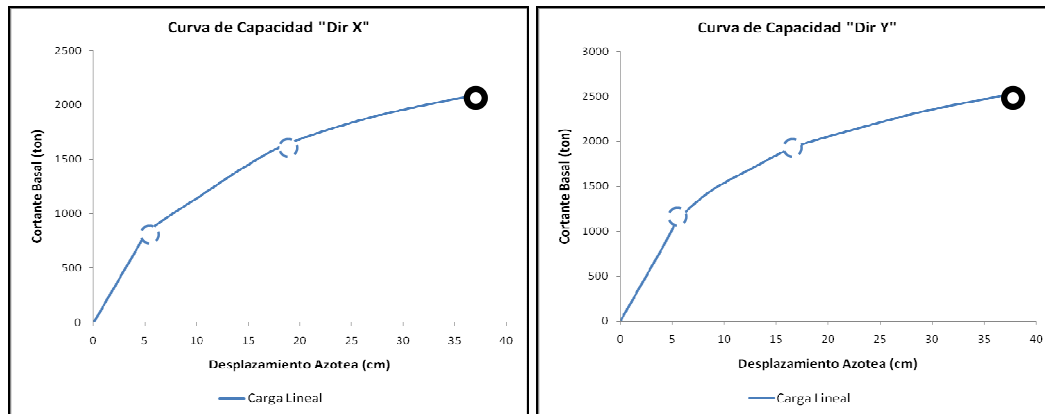


Figura 5.2.26.1 Curva de Capacidad.

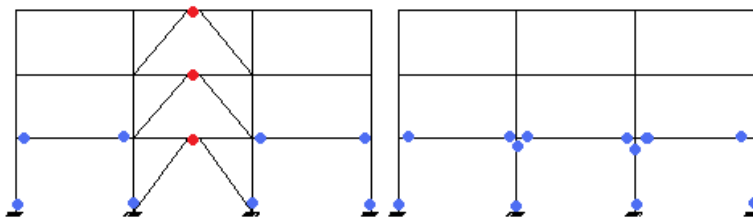


Figura 5.2.26.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

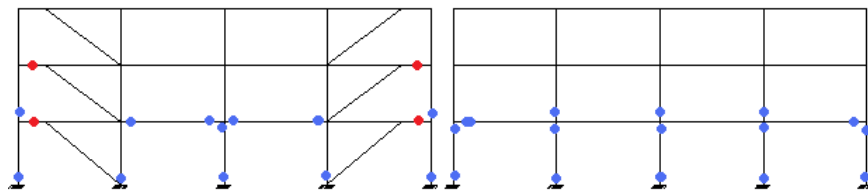


Figura 5.2.26.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Las Figuras 5.2.26.1 y 5.2.26.2 muestran las plastificaciones aparecidas en los marcos, no solo llegaron a plastificarse las VE sino algunos otros elementos. Las curvas de capacidad (Figura 5.2.26.1) presentaron dos puntos de inflexión.

5.2.27 Edificio de 3 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 2

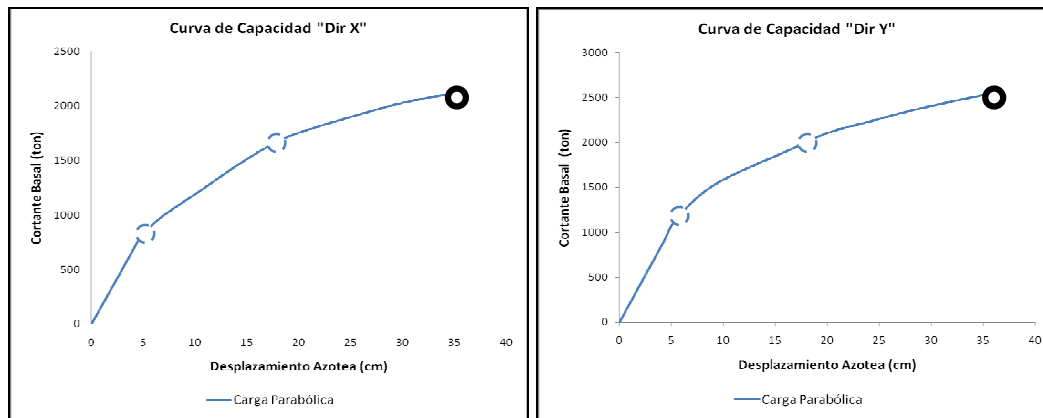


Figura 5.2.27.1 Curva de Capacidad.

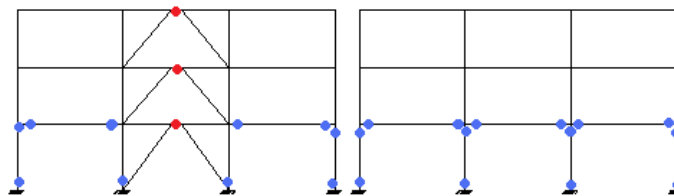


Figura 5.2.27.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

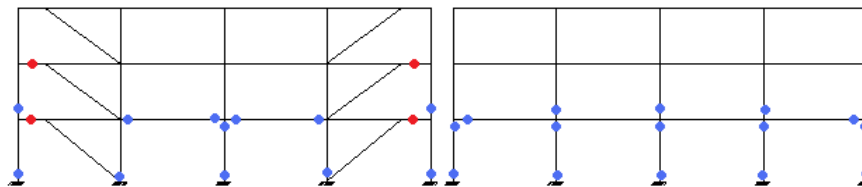


Figura 5.2.27.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Las Figuras 5.2.27.1 y 5.2.27.2 muestran las plastificaciones aparecidas en los marcos. Las curvas de capacidad (Figura 5.2.27.1) presentaron dos puntos de inflexión.

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en las Figuras 5.2.27.4 y 5.2.27.5, Tablas 5.2.27.1 y 5.2.27.2:

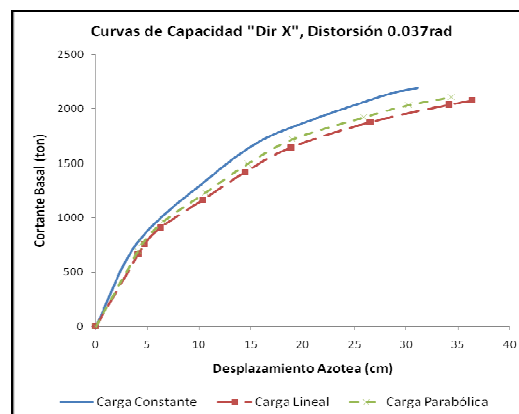


Figura 5.2.27.4 Curvas de Capacidad.

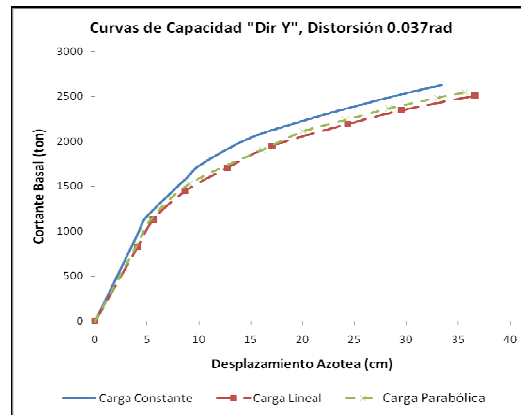
Tabla 5.2.27.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
777.58	4.082234
2190.55	31.15085
Q = 7.630834	
R = 2.817138	

Lineal X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
760.48	4.725172
2077.08	36.36797
Q = 7.696646	
R = 2.731275	

Parabólica X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
769.12	4.528924
2106.89	34.34065
Q = 7.582519	
R = 2.739351	

Los niveles de ductilidad en este caso son de hasta 7.7, con un patrón de carga lineal se rebasó por mucho el valor de Q con el que se realizó el diseño (Q = 2), la sobre-resistencia alcanza un valor promedio de 2.8.

**Figura 5.2.27.5** Curvas de Capacidad.**Tabla 5.2.27.2** Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1148.2	4.842642
2623.32	33.36952
Q = 6.890767	
R = 2.284724	

Lineal Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1129.334	5.588738
2505.7	36.61587
Q = 6.551724	
R = 2.218741	

Parabólica Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1136.104	5.376462
2544.92	35.61332
Q = 6.623933	
R = 2.240041	

EL valor máximo de ductilidad alcanzado en esta dirección es de 6.9, un poco menor que en la dirección X, al igual que el valor para la sobre-resistencia.

5.2.28 Edificio de 6 niveles, patrón de carga constante, distorsión 0.037 rad, Q de 2

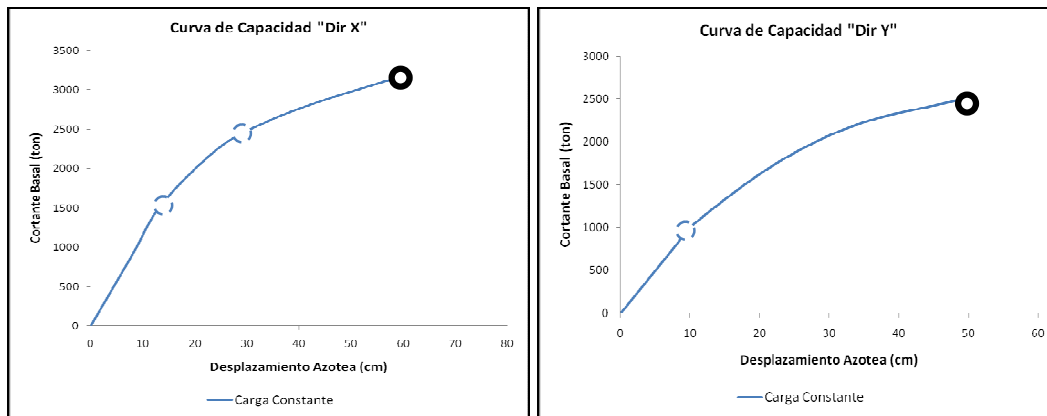


Figura 5.2.28.1 Curva de Capacidad.

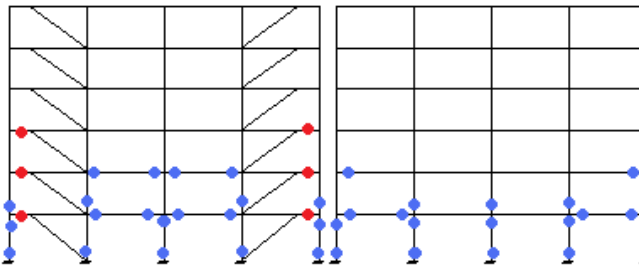


Figura 5.2.28.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

Muchas articulaciones plásticas aparecen en estos marcos, la mayoría en los primeros dos niveles (Figuras 5.2.28.1 y 5.2.28.2).

5.2.29 Edificio de 6 niveles, patrón de carga lineal, distorsión 0.037 rad, Q de 2

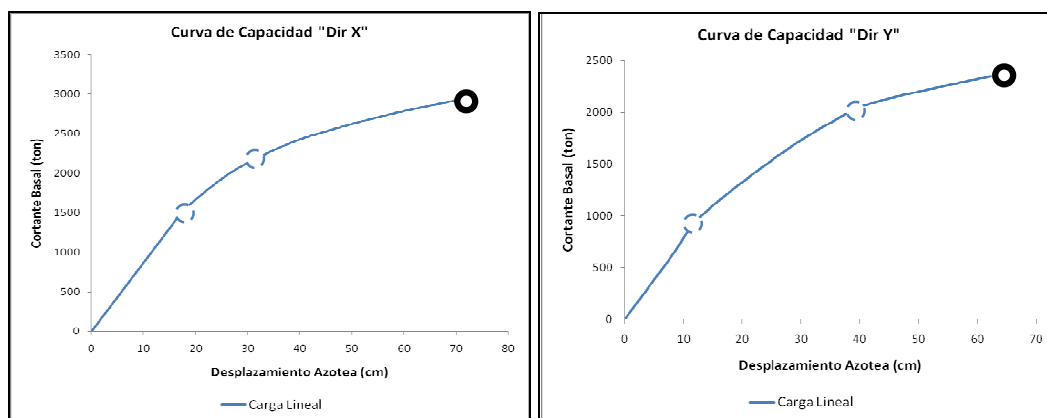


Figura 5.2.29.1 Curva de Capacidad.

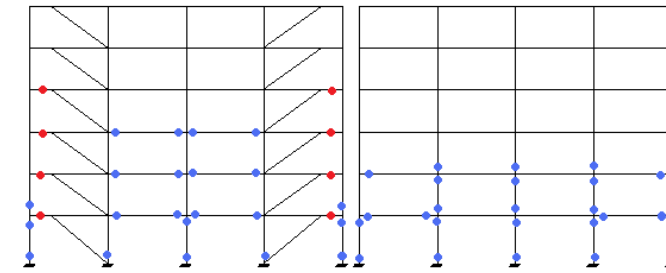


Figura 5.2.29.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

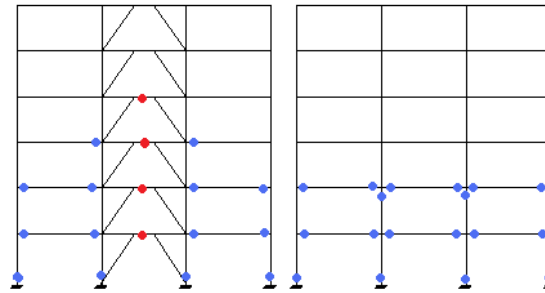


Figura 5.2.29.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Muchas articulaciones plásticas aparecen dos primeros niveles (Figuras 5.2.29.2 y 5.2.29.3), en las VE y otros elementos. También se observan dos puntos de inflexión en las curvas de capacidad (Figura 5.2.29.1).

5.2.30 Edificio de 6 niveles, patrón de carga parabólica, distorsión 0.037 rad, Q de 2

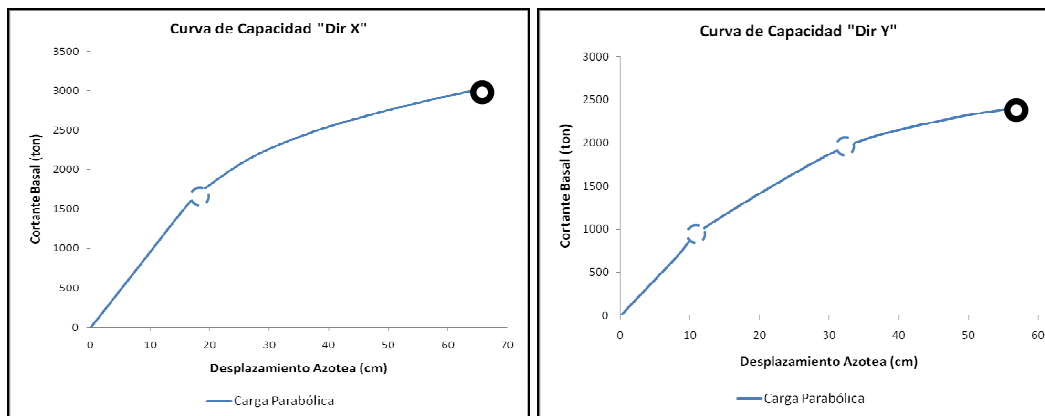


Figura 5.2.30.1 Curva de Capacidad.

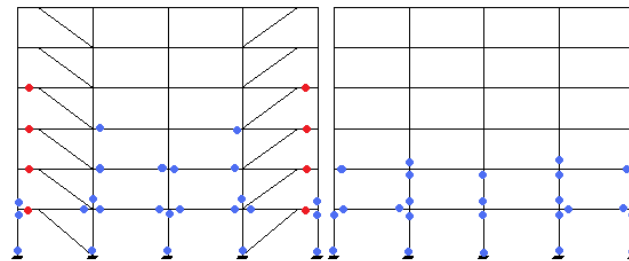


Figura 5.2.30.2 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección X.

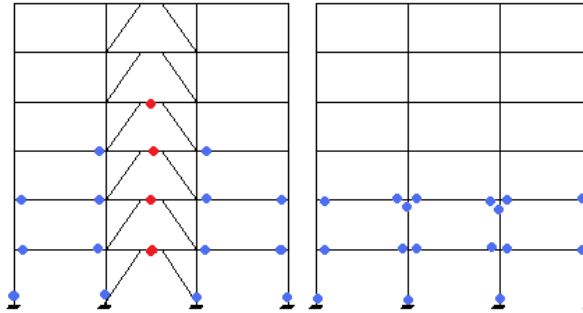


Figura 5.2.30.3 Mapeo de Plastificaciones a $\alpha=0.037$, Dirección Y.

Los marcos siguen presentando muchas plastificaciones en los primeros dos niveles, en varios elementos (Figuras 5.2.30.2 y 5.2.30.3), También en las curvas de capacidad se presentan comportamientos similares (Figura 5.2.30.1).

Las comparaciones de las curvas de capacidad por cada patrón de carga se presentan en las Figuras 5.2.30.4 y 5.2.30.5, Tablas 5.2.30.1 y 5.2.30.2:

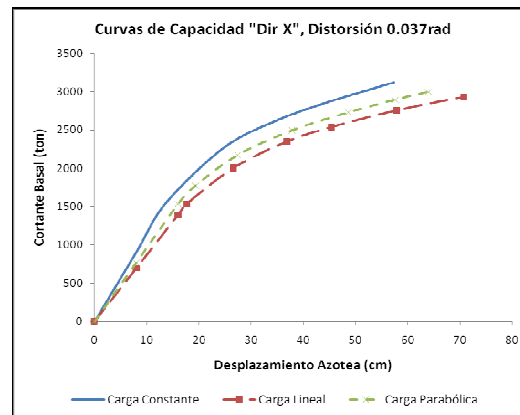


Figura 5.2.30.4 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.30.1 Curvas de Capacidad.

Constante X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1550.152	13.69663
3121.146	57.37221
Q = 4.188784	
R = 2.013445	

Lineal X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1531.436	17.61206
2929.44	70.76822
Q = 4.018169	
R = 1.912871	

Parabólica X (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1532.362	16
2997.32	63.976
Q = 3.9985	
R = 1.956013	

En esos marcos aparecen más articulaciones plásticas, en VE, Vigas y columnas, la ductilidad alcanzada es de alrededor de 4, aunque se hayan diseñado con un valor de 2, a sobre-resistencia promedia un valor de 2.

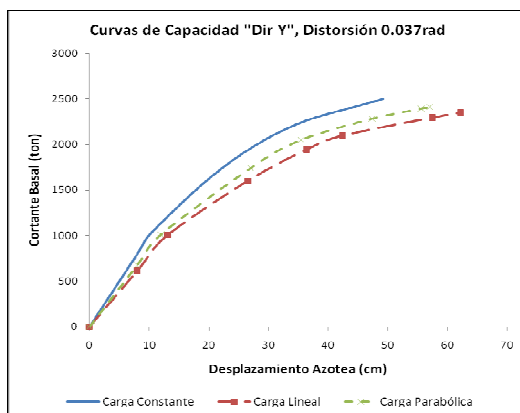


Figura 5.2.30.5 Curvas de Capacidad.

Tabla 5.2.30.2 Curvas de Capacidad.

Constante Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1550.152	13.69663
3121.146	57.37221
Q = 4.188784	
R = 2.013445	

Lineal Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1531.436	17.61206
2929.44	70.76822
Q = 4.018169	
R = 1.912871	

Parabólica Y (0.037rad)	
Vb (ton)	δ_{az} (cm)
1532.362	16
2997.32	63.976
Q = 3.9985	
R = 1.956013	

Al igual que en la dirección X, la ductilidad alcanza un valor promedio de 4, duplica el valor con el cual fueron diseñados los marcos, también la resistencia tiene un valor de 2, los valores máximos son alcanzados con un patrón de cargas constante par las dos direcciones.

5.2.31 Conclusiones parciales

Para una distorsión del 0.02rad en el análisis *pushover*, ninguno de los edificios con un diseño con Q de 4, logró alcanzar la ductilidad con la que fueron diseñados, el valor máximo fue de 3, solo las VE llegaron a plastificarse por cortante. Para los edificios con un diseño con Q de 2, se llegó a rebasar este valor, en edificio de 3 niveles se llegó hasta una ductilidad de 5, el de 6 niveles, 4, también en este caso, las plastificaciones ocurrieron en las VE, y fueron por cortante, aunque no necesariamente debería de ocurrir así, los valores máximos se presentaron con el patrón de cargas constante, en todos los casos, se puede decir que el comportamiento de todos estos edificios fue el adecuado.

Para una distorsión del 0.037rad en el análisis *pushover*, todos los edificios llegaron a alcanzar y a rebasar la ductilidad con la que fueron diseñados. En estos edificios ya se presentaron más elementos con articulaciones no solo en las VE, sino en sus otros elementos y en los marcos no contraventeados, esto debido a un mayor desplazamiento prescrito para el análisis. También los valores máximos se presentaron con el patrón de cargas constante.

Los desplazamientos llevaron el mismo patrón en cada paso del análisis, las distorsiones de entrepiso máximas generalmente se presentaron en los primeros niveles de cada edificio.

Todas las plastificaciones de las VE fueron por cortante, por flexión en todas las demás, ya sean en columnas o vigas, en ningún caso se presentaron plastificaciones en las Vigas Fuera del Eslabón (VFE).

En los edificios de 3 niveles, las plastificaciones se presentaron en los 3 niveles, en los edificios de 6 niveles, las plastificaciones solo se presentaron hasta el piso 5, en ningún caso se llegó a plastificar algún elementos del último piso. En el edificio de 12 niveles, tampoco llegaron a plastificarse elementos de los 2 últimos pisos, se presentaron en los primeros 10 pisos, esto en el análisis quasi-estático no lineal.

Capítulo VI. Análisis Dinámico no lineal de los Marcos Contraventeados Excéntricamente (MCE)

6.1 Análisis Dinámico No Lineal o Análisis Paso a Paso

En este tipo de análisis la acción sísmica es simulada usando registros o acelerogramas de sismos reales o mediante acelerogramas simulados, el comportamiento de la estructura se representa por medio de modelos estructurales de los elementos, modelos matemáticos de histéresis y modelos matemáticos del material. La respuesta estructural se obtiene resolviendo directamente las ecuaciones de movimiento en cada instante de tiempo. Para este análisis se utilizó el programa *DRAIN 2D, Versión 1.10, Nov. 1993*. El edificio se modela como dos sistemas planos acoplados por una trabe de liga. Dicha trabe de liga está articulada en sus extremos con una rigidez axial elevada. Se realiza a través de elemento viga-columna. Este elemento consiste en una viga elástica, dos articulaciones plásticas en los extremos y permite tener en cuenta los extremos rígidos.

6.2 Marcos Sometidos a Sismos Mexicanos

6.2.1 Marcos 3 niveles

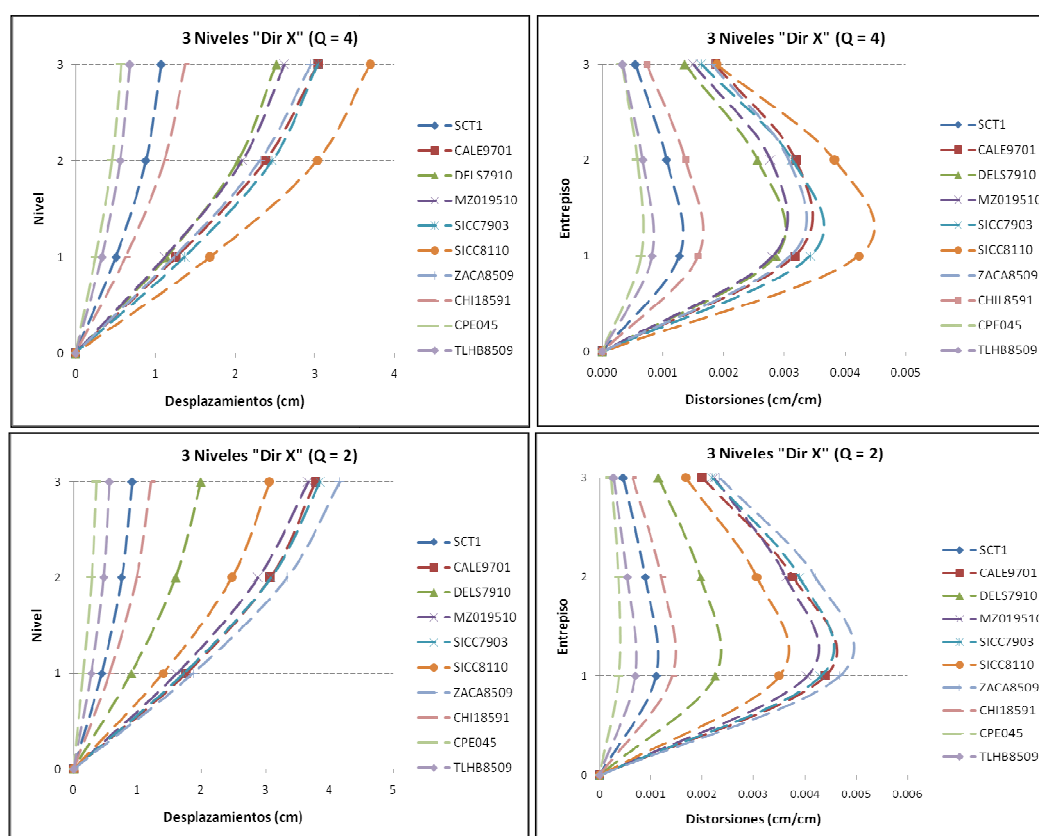


Figura 6.2.1.1 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

En la Figura 6.2.1.1 se muestran los desplazamientos y distorsiones para cada acelerograma. Puede observarse que el mismo acelerograma no produce las máximas deformaciones en los marcos. El acelerograma "SICC8110.ACC" desplaza más al edificio diseñado con Q de 4 pero para el mismo edificio pero con un diseño con Q de 2 no produce los desplazamientos máximos.

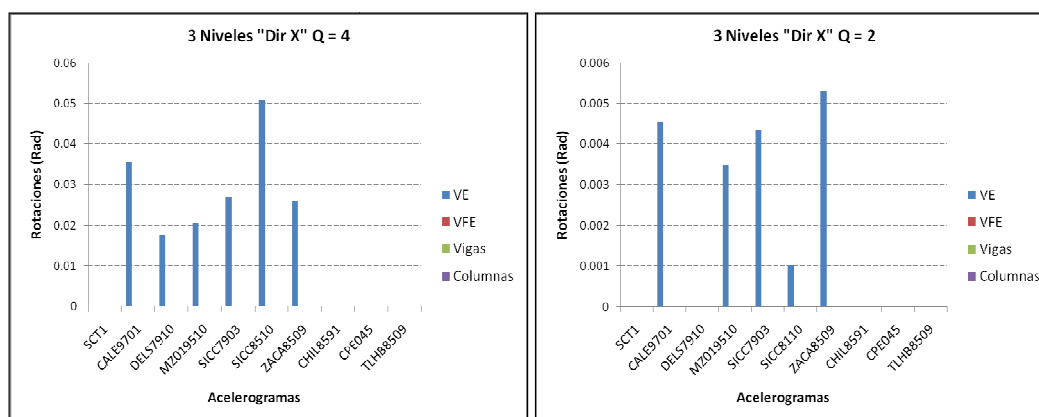


Figura 6.2.1.2 Rotaciones máximas de los diferentes elementos.

En la Figura 6.2.1.2 se muestran las rotaciones máximas de los elementos para cada acelerograma. Puede observarse, al igual que en los desplazamientos, diferentes acelerogramas producen aceleraciones máximas en un mismo edificio con diseños con ductilidad diferente. En las Tablas 6.2.1.1 y 6.2.1.2 se resumen los valores de los Cortantes en las Vigas Eslabón para cada acelerograma y Ductilidad con que fueron diseñados los edificios prototipo. Los valores de dichas tablas son graficadas y presentadas en la figura 6.2.1.3.

Tabla 6.2.1.1 Cortantes en las VE.

3NDX	Fuerzas Cortantes en las VE (ton), Q=4										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
3	62.933	51.52	43.78	15.686	17.604	52.28	58.22	53.44	23.14	10.85	11.26
2	62.933	63.1	63.06	33.16	38.28	63.14	63.3	63.06	48.16	22.52	25.66
1	62.933	63.12	63.16	41.58	50.1	63.22	63.42	63.14	60.84	28	34.7

Tabla 6.2.1.2 Cortantes en las VE.

3NRX	Fuerzas Cortantes en las VE (ton) Q=2										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
3	135.282	69.08	38.24	9.782	16.432	76.66	58.98	82.52	22.74	7.946	9.7
2	135.282	135.3	77.8	23.78	38.76	135.32	121.74	135.38	50.48	18.164	25.26
1	135.282	135.48	99.04	35.02	55.54	135.5	135.36	135.5	68.78	24.02	38.32

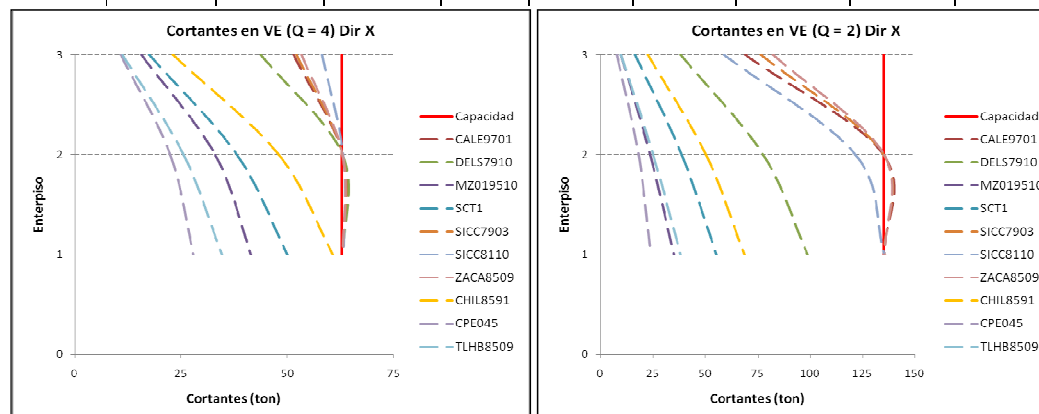


Figura 6.2.1.3 Cortantes en las VE.

En la Figura 6.2.1.4 se muestran las rotaciones máximas de las VE para cada acelerograma. Se observa que en todos los acelerogramas se presenta el mismo patrón, las rotaciones máximas están en los primeros niveles de los marcos.

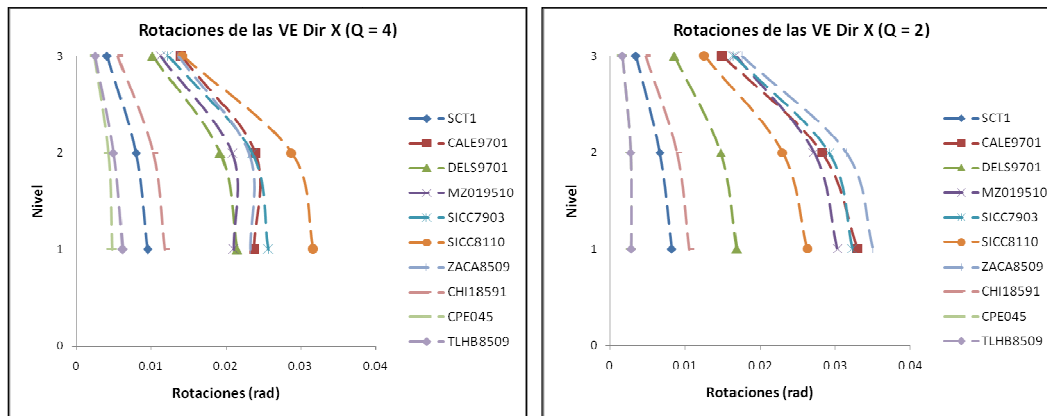


Figura 6.2.1.4 Rotaciones de las VE.

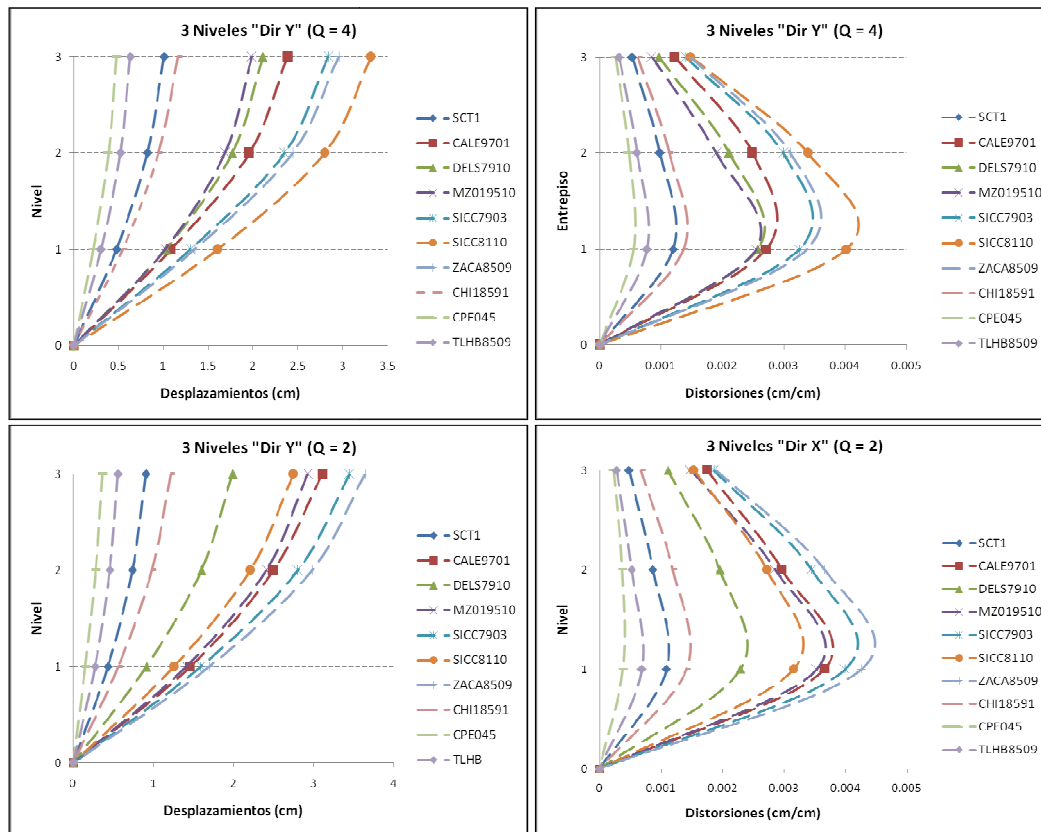


Figura 6.2.1.5 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

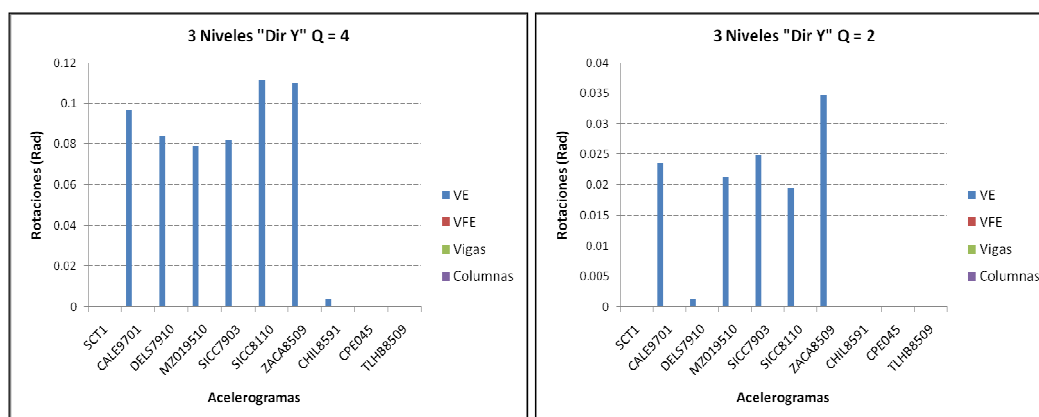


Figura 6.2.1.6 Rotaciones.

En las Figuras 6.2.1.5 a 6.2.1.8 se observan comportamientos similares que en la dirección X, se nota la similitud entre los valores de deformaciones en sus dos direcciones. Esto mismo se observa en las Tablas 6.2.1.3 y 6.2.1.4.

Tabla 6.2.1.3 Cortantes en las VE.

3NDY	Fuerzas Cortantes en las VE (ton) Q=4										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
3	62.933	53.3455	44.8	21.0545	25.9818	55.7091	56.4182	56.0364	30.2364	17.9473	16.7509
2	62.933	63.0364	63	39.9455	52.1818	63.0909	63.1273	63.0909	59.1273	30.8909	35.7818
1	62.933	63.1091	63.0909	50.2364	62.9455	63.1636	63.2727	63.1636	62.9636	36.6364	47.5273

Tabla 6.2.1.4 Cortantes en las VE.

3NRY	Fuerzas Cortantes en las VE (ton)										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
3	135.282	74.5091	51.2182	18.3273	25.6182	77.2727	65.4182	80.0909	32.9091	16.9618	18.3273
2	135.282	135.345	110.182	35.4727	54.8182	135.382	135.309	135.418	71.4545	29.1273	36.9455
1	135.282	135.545	135.309	45.9818	76.8727	135.618	135.473	135.655	98.6	30.1273	50.5091

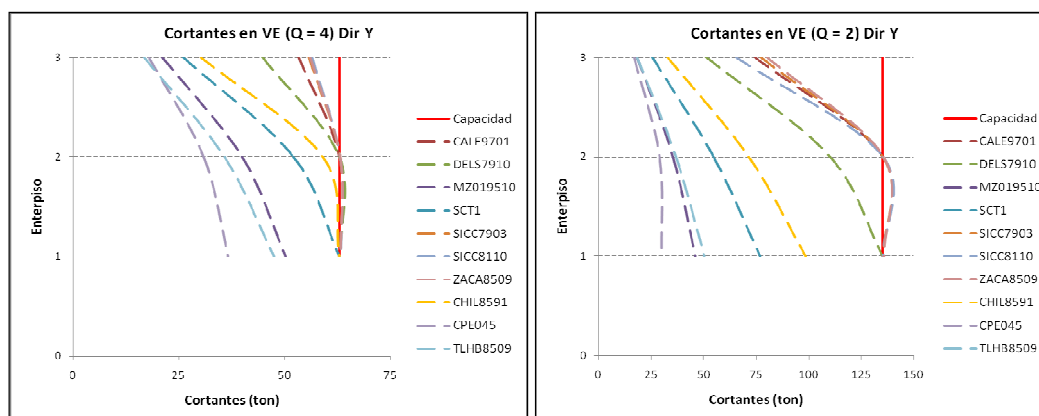


Figura 6.2.1.7 Cortantes en las VE.

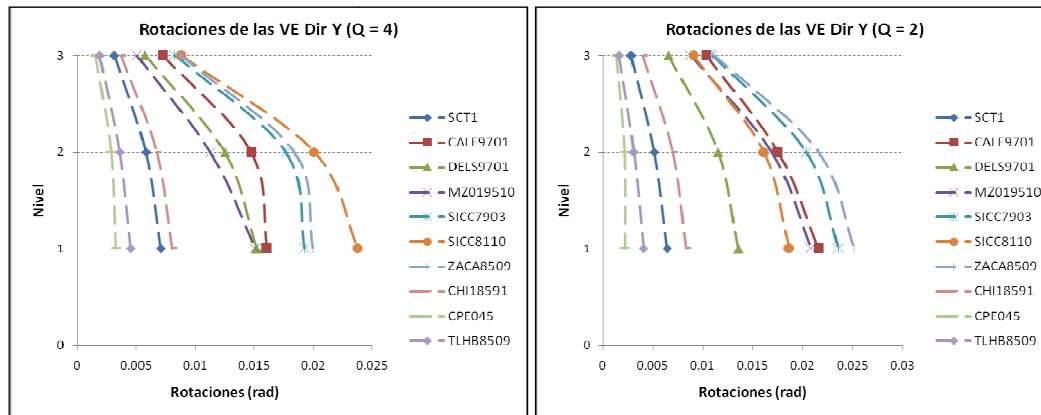


Figura 6.2.1.8 Rotaciones de las VE.

Los valores máximos en desplazamientos, distorsiones de entrepiso, cortantes y rotaciones de las VE, fueron producidos por el sismo de SICC8110, en todos los sismos se ve un comportamiento similar (Figura 6.2.1.8). Con un diseño de Q de 4.

Los valores máximos ocurren con el sismo ZACA8509, pero en todos los demás sismos se sigue presentando el mismo patrón de desplazamientos y distorsiones de entrepiso. Con el diseño con Q de 2.

6.2.2 Marcos 6 niveles

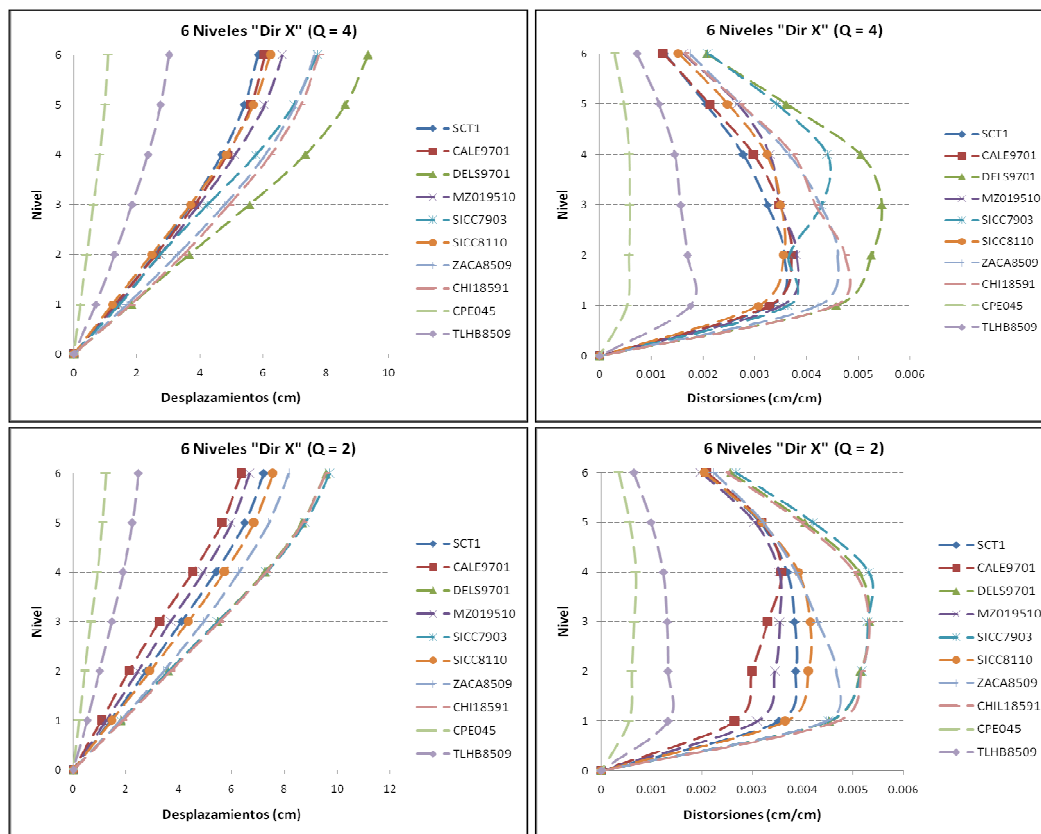


Figura 6.2.2.1 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

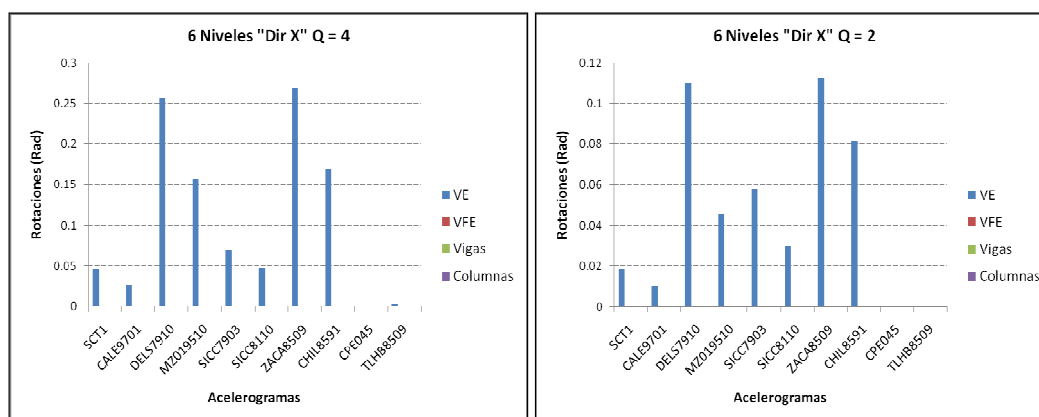


Figura 6.2.2.2 Rotaciones.

La Figura 6.2.2.1 presenta las graficas de desplazamientos y distorsiones de los marcos y se observa que en todos los casos se sigue el mismo patrón de deformación. En cuanto a las rotaciones (Figura 6.2.2.2) se observa también pocos acelerogramas producen grandes valores, y que solo llegan a plastificarse o a tener rotación las Vigas Eslabón.

Tabla 6.2.2.1 Cortantes en las VE.

6NDX	Fuerzas Cortantes en las VE (ton), Q=4										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
6	88.323	45.2	50.0333	39.9833	39.1	58.25	52.2167	52.3833	45.9333	22.0833	24.7
5	88.323	88.3167	88.3833	80.95	81.1833	88.3833	88.35	88.3667	88.3333	32.3333	46.8833
4	88.323	88.4167	88.6167	88.4	88.4	88.55	88.4333	88.5167	88.4833	37.15	66.6333
3	97.403	97.6167	97.8833	97.5667	97.5833	97.7333	97.6167	97.7167	97.7167	43.0333	86.8
2	97.403	97.7167	98.0333	97.6333	97.7	97.7667	97.7	97.8833	97.9333	44.7	97.4333
1	97.403	97.75	98.15	97.7333	97.7667	97.8167	97.7167	98.0333	98.1333	42.5667	97.4833

Tabla 6.2.2.2 Cortantes en las VE.

6NRX	Fuerzas Cortantes (ton), Q=2										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
6	168.845	51.9	58.5667	38.7833	45.0167	69.3	58.2	66.3	54.5	23.1833	23.7833
5	168.845	118.583	142.567	95.1667	113.45	157.617	138.6	152.383	137.217	37.6333	47.5167
4	168.845	169	169.167	143	168.167	169.167	169	169	169	45.4667	66.8167
3	168.92	169	169.333	168.833	169	169.333	169	169.167	169.333	52.95	85.8833
2	168.92	169	169.5	169	169.167	169.5	169.167	169.333	169.5	53.9833	102.617
1	168.92	169	169.5	169	169.333	169.5	169.333	169.5	169.667	51.5	117.617

Las Tablas 6.2.2.1 y 6.2.2.2 presentan las fuerzas cortantes en las VE en cada nivel. Estos valores, y las rotaciones, son graficados y mostrados en las Figuras 6.2.2.3 y 6.2.2.4 respectivamente.

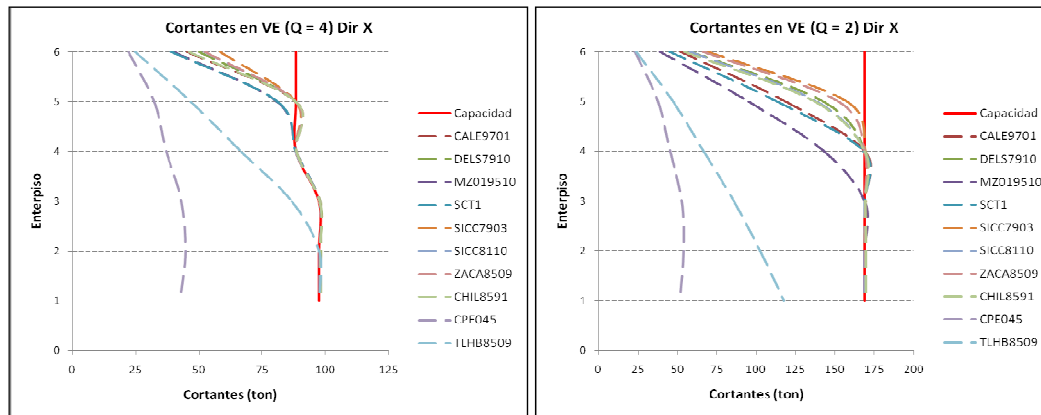


Figura 6.2.2.3 Cortantes en las VE.

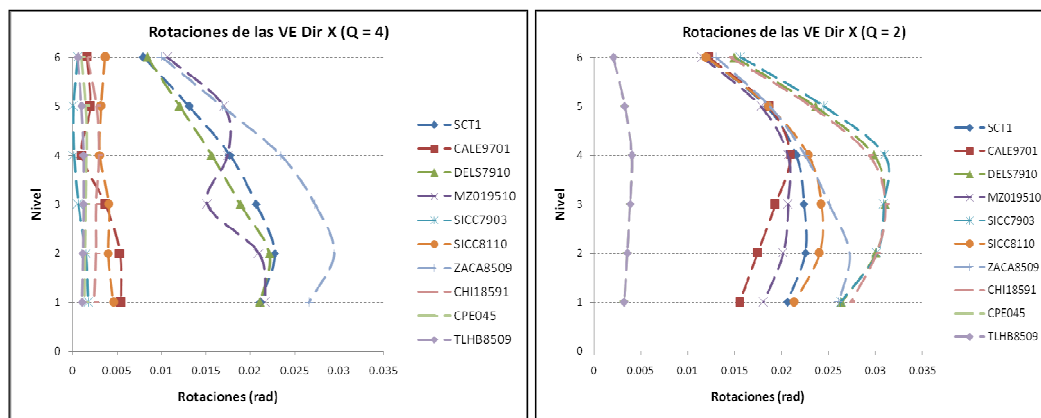
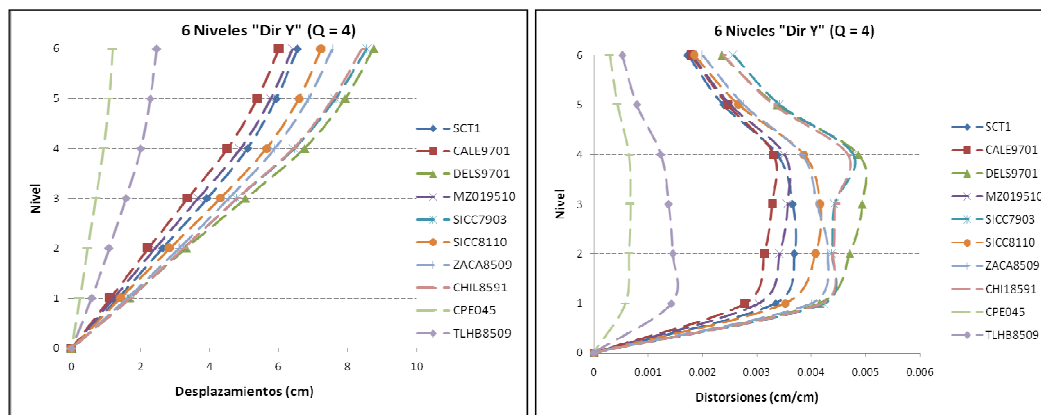


Figura 6.2.2.4 Rotaciones de las VE.



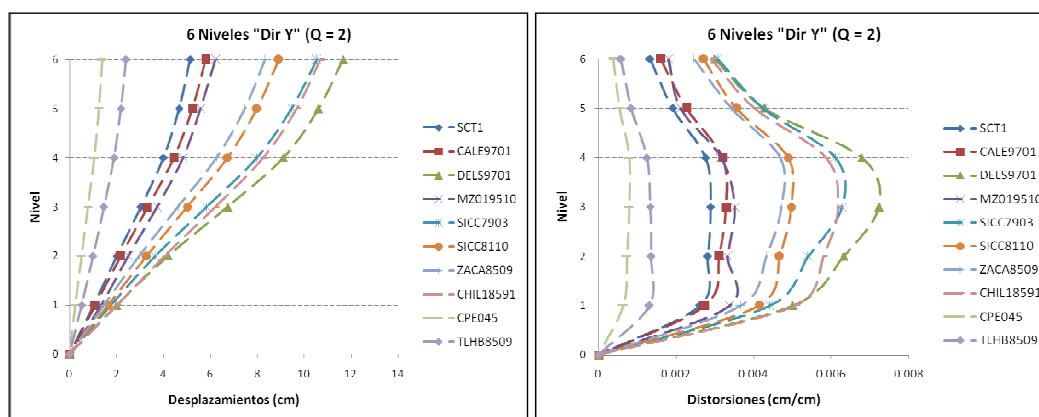


Figura 6.2.2.5 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

En la Figura 6.2.2.5 no se observa ningún cambio significativo en cuanto al patrón de desplazamientos ni de distorsiones respecto al edificio de 3 niveles o al edificio de 6 pero en dirección X.

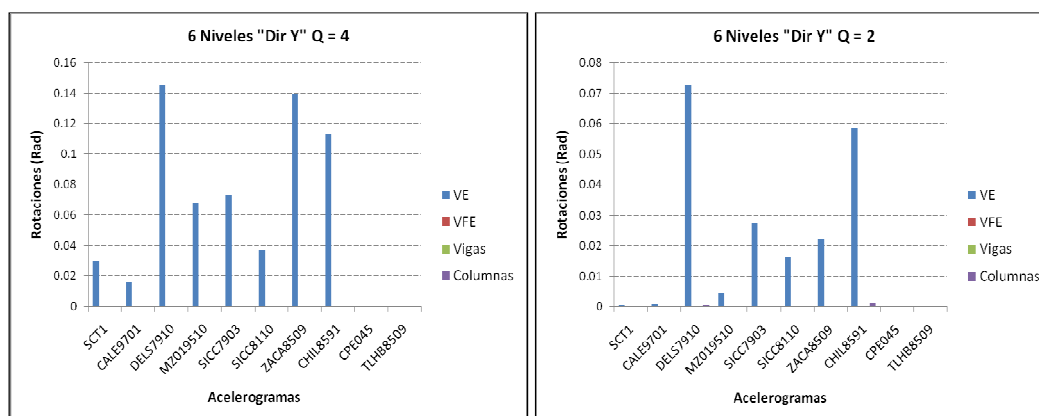


Figura 6.2.2.6 Rotaciones.

En la Figura 6.2.2.6 se observa que ninguna VE ha sido plastificada.

En las Tablas 6.2.2.3 y 6.2.2.4 se presentan los valores de cortantes de las Vigas Eslabón en sus dos direcciones.

Tabla 6.2.2.3 Cortantes en las VE.

6NDY	Fuerzas Cortantes en las VE (ton)										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZO19510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
6	88.323	28.92	34.38	22.08	25.86	44.4	36.4	37.02	37.3	5.016	8.036
5	88.323	49.82	69.58	41.68	47.98	70.7	61	69.66	66.46	10.474	16.932
4	88.323	89.28	89.56	82.78	89.3	89.58	89.36	89.56	89.52	21.32	35.62
3	97.403	99.3	99.76	99.3	99.46	99.88	99.64	99.86	99.7	29.18	53.44
2	97.403	99.54	100.26	99.64	99.88	100.16	99.96	100.28	100.2	36.86	74.26
1	97.403	99.6	100.54	99.74	99.98	100.26	99.96	100.28	100.36	41.26	87.64

Tabla 6.2.2.4 Cortantes en las VE.

6NRY	Fuerzas Cortantes en las VE (ton)										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
6	168.845	26.74	50.24	24.76	21.5	48.7	42.66	40.58	51.26	6.26	8.52
5	168.845	49.66	98.52	50.36	43.04	92.64	78.94	78.82	95.44	13.46	19.006
4	168.845	97.62	168.94	92.52	86.58	159.88	150.76	140.88	166.48	27.06	40.38
3	168.92	139.72	169.54	145.14	122.56	169.28	169.06	168.96	169.28	38.58	60.86
2	168.92	168.86	170.12	168.9	161.16	169.7	169.54	169.24	169.86	49.28	83.72
1	168.92	168.92	170.5	169.04	168.9	169.78	169.7	169.34	170.16	56.6	101.78

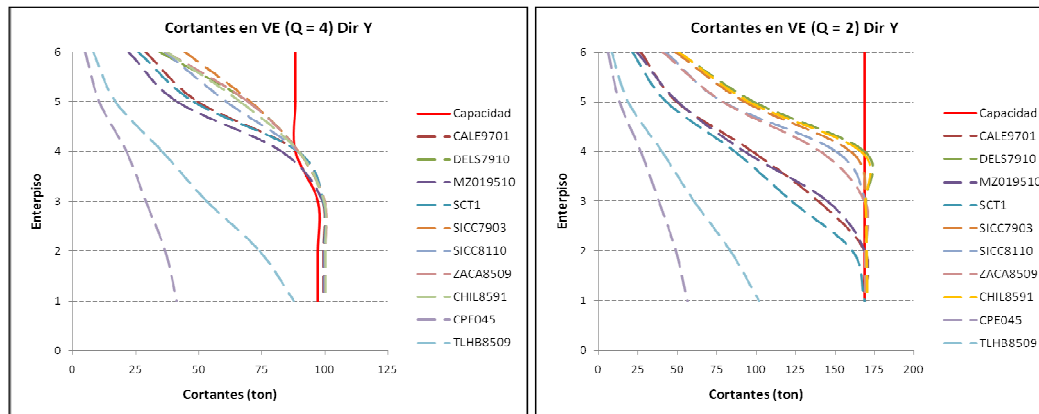


Figura 6.2.2.7 Cortantes en las VE.

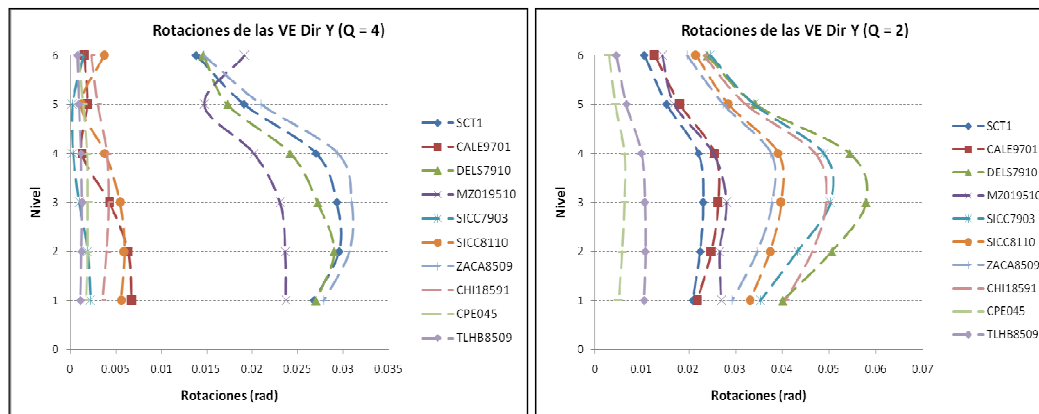


Figura 6.2.2.8 Rotaciones de las VE

Para estos marcos, los desplazamientos, distorsiones, cortantes y rotaciones máximas, fueron producidas por varios sismos, DELS7910, ZACA8509, SICC7903, TLHB8509, los otros sismos no produjeron valores muy altos, pero si llegaron a tener rotaciones considerables en las VE, esto se ve en las Figuras 6.2.2.7 y 6.2.2.8. En este edificio, varios fueron los sismos que produjeron valores máximos.

6.2.3 Marcos 12 niveles

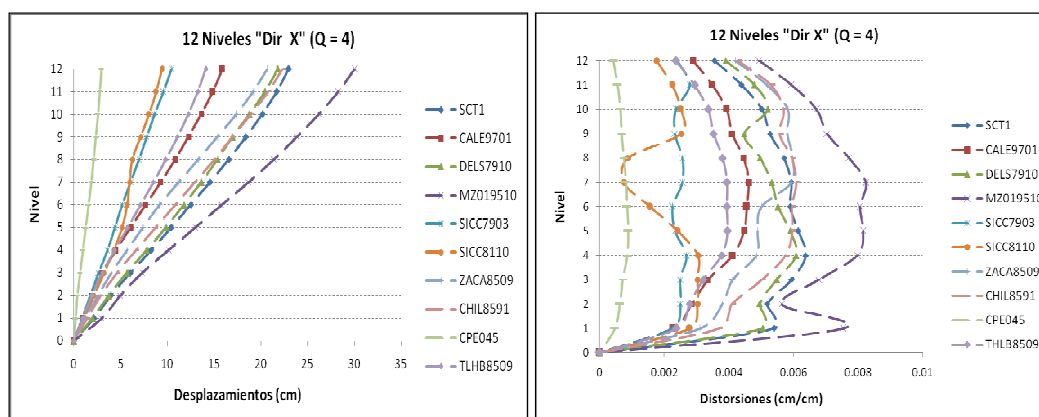


Figura 6.2.3.1 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

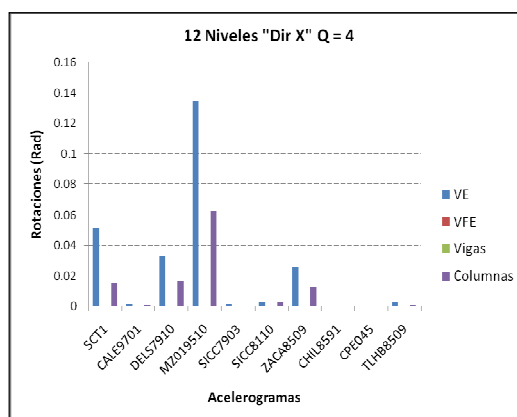


Figura 6.2.3.2 Rotaciones.

En este edificio de 12 niveles se puede observar que no solo las VE llegaron a plastificarse sino algunos otros elementos también (Figura 6.2.3.2). El patrón de distorsiones ya fue cambiando con algunos acelerogramas (Figura 6.2.3.1). Este mismo comportamiento se observa con los valores de Fuerzas cortantes en las Vigas Esplabón (Tabla 6.2.3.1 y Figura 6.2.3.3. y 6.2.3.4)

Tabla 6.2.3.1 Cortantes en las VE.

12NDX	Fuerzas Cortantes en las VE (ton) Q=4										
	Capacidad	Demanda									
		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
12	96.8	26.32	25.06	37.52	23.7	24.66	31.82	27.42	21.44	6.46	13.14
11	96.8	52.24	46.52	72.68	25.18	50.62	73.16	60.22	40.94	11.98	15.98
10	96.8	83.24	77.56	93.84	55	70.16	89.82	77.22	72.5	16.04	36.34
9	116.1	105.36	102.7	119.62	85.84	86.9	102.08	102.2	99.52	21.8	57.14
8	116.1	114.96	122.3	125.98	117.38	91.98	95.8	122.78	125.8	28.12	78.38
7	116.1	114.94	125.84	126.52	125.82	85.98	77.24	125.84	125.86	33.7	95.52
6	139.3	129.46	145.18	145.86	145.18	87.72	82.42	145.14	145.2	40.82	104.58
5	139.3	145.16	145.48	146.5	145.66	115.78	117.02	145.24	145.36	49.14	129.18

4	139.3	145.2	146.1	147.14	146.66	135.02	145.18	145.26	145.82	55.64	144.92
3	160.7	176.5	177.64	178.1	177.9	175.04	176.28	175.92	176.42	65.38	174.9
2	160.7	178.1	178.04	178.64	179.04	176.28	176.44	177.86	177.3	74.48	176.26
1	160.7	176.48	179.34	180.02	181.6	176.34	176.64	177.24	178.78	88.74	176.76

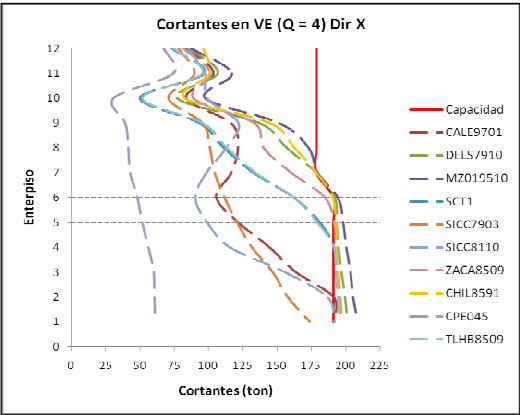


Figura 6.2.3.3 Cortantes en las VE.

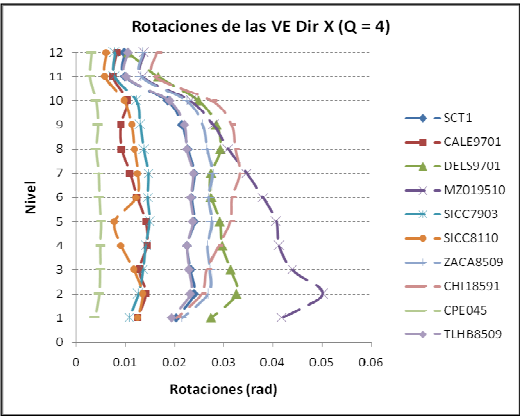


Figura 6.2.3.4 Rotaciones de las VE.

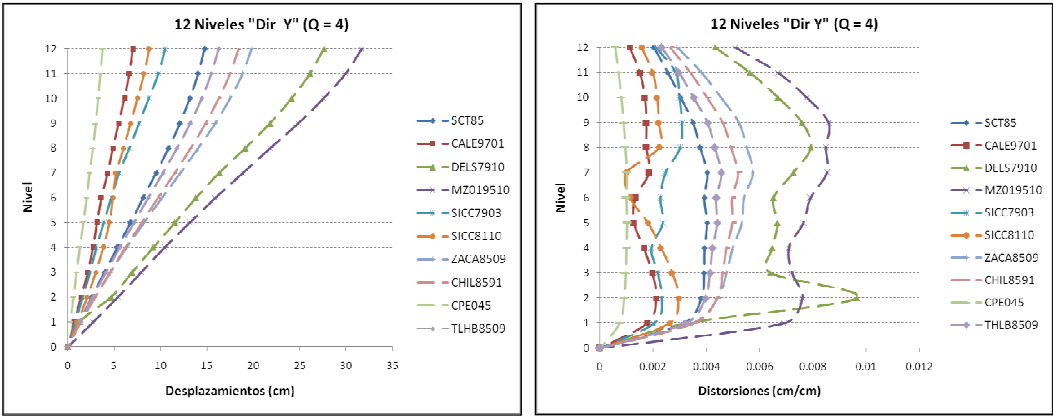


Figura 6.2.3.5 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

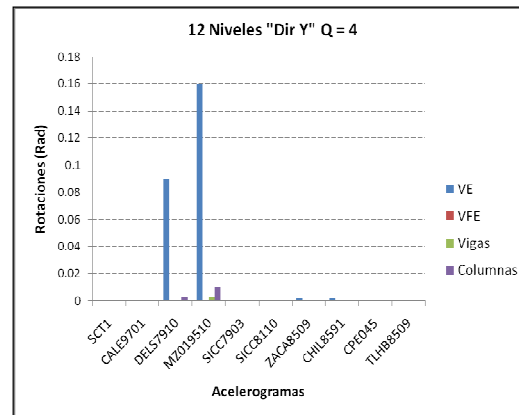


Figura 6.2.3.6 Rotaciones.

En este edificio de 12 niveles, pero en dirección Y, también se observa que no solo las VE llegaron a plastificarse, también otros elementos, aunque con rotaciones mucho menores (Figura 6.2.3.6). Los patrones de desplazamientos y distorsiones son similares que en la dirección X (Figura 6.2.3.5). Pocas VE fueron rebasadas en su capacidad a cortante (Tabla 6.2.3.2 y Figura 6.2.3.7).

Tabla 6.2.3.2 Cortantes en las VE.

12NDY	Fuerzas Cortantes en las VE (ton)										
	Capacidad	Demanda									
Piso		CALE9701	DELS7910	MZ019510	STC1	SICC7903	SICC8110	ZACA8509	CHIL8591	CPE045	TLHB8509
12	178.576	17.424	19.488	35.456	13.1568	16.752	18.96	17.024	13.3008	5.672	11.5808
11	178.576	34.624	48.464	68.48	16.88	35.392	55.984	41.152	29.664	10.0096	18.896
10	178.576	46.72	90.032	114.352	38.224	56.672	76.048	65.68	59.168	17.184	42.464
9	178.576	58.032	129.616	150.784	59.552	74.272	80.08	87.552	86.368	23.312	66.256
8	178.576	55.2	149.728	168.16	72.032	77.024	71.184	103.952	98.96	24.816	80.128
7	178.576	50.8	170.08	179.2	87.168	78.48	68.08	121.888	112.608	27.728	96.624
6	191.168	59.04	192.16	194.72	112.816	82.944	80.08	150.72	139.232	35.968	123.6
5	191.168	70.928	195.52	201.6	133.984	86.032	90.512	169.92	160.96	42.272	143.68
4	191.168	80.624	197.6	203.2	142.688	89.968	107.52	172.48	167.2	43.168	150.144
3	191.168	100.48	204.32	211.36	164.16	106.192	135.92	190.56	188.32	48.592	170.4
2	191.168	116.24	209.28	219.04	187.36	125.424	160.16	192.48	192.96	53.824	191.2
1	191.168	117.28	216	224.8	191.84	132.608	165.28	193.76	194.4	55.584	192.16

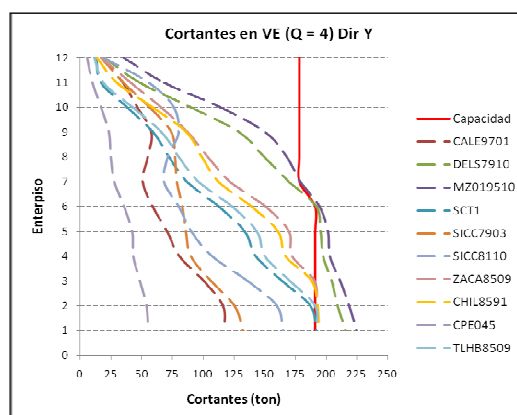


Figura 6.2.3.7 Cortantes en las VE.

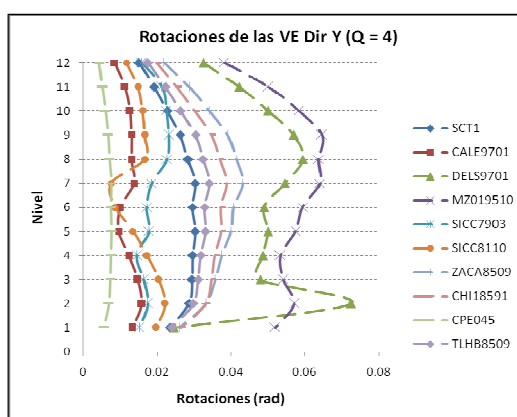


Figura 6.2.3.8 Rotaciones de las VE.

El sismo MZ019510 fue el que mayores valores de rotación produjo a estos marcos (Figura 6.2.3.8). Se presentaron articulaciones no solo en las VE, sino también en columnas y vigas.

Las Tablas 6.2.3.3 y 6.2.3.4 se muestran comparaciones de las rotaciones máximas de las vigas eslabón (VE) de cada marco.

Tabla 6.2.3.3 Rotaciones

Q = 4	Rotaciones Máximas en VE		
Acelerograma	3 Niveles	6 Niveles	12 Niveles
SCT1	0.0006411	0.045587	0.018243
CALE9701	0.096811	0.026374	0.000822
DELS7910	0.084151	0.25613	0.094329
MZ019510	0.078758	0.1572	0.1863
SICC7903	0.08182	0.07282	0
SICC8510	0.11104	0.04759	0.0007093
ZACA8509	0.10959	0.26875	0.066435
CHIL8591	0.00385	0.16923	0.06972
CPE045	0	0	0
TLHB8509	0	0.0025763	0.0088982

Tabla 6.2.3.4 Rotaciones.

Q = 2	Rotaciones Máximas en VE		
	Acelerograma	3 Niveles	6 Niveles
			12 Niveles
	SCT1	0	0.0183
	CALE9701	0.023472	0.010257
	DELS7910	0.0012986	0.10965
	MZ019510	0.021246	0.04583
	SICC7903	0.024801	0.057833
	SICC8510	0.019512	0.029847
	ZACA8509	0.03461	0.11224
	CHIL8591	0	0.08151
	CPE045	0	0
	TLHB8509	0	0

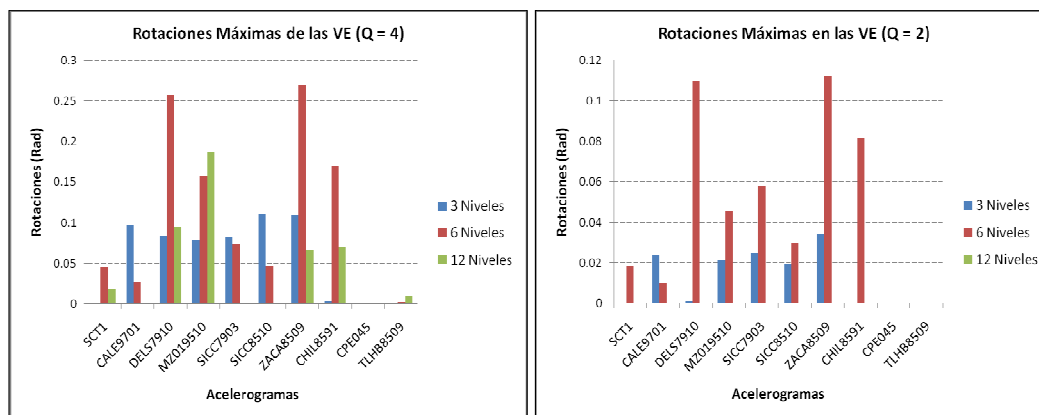


Figura 6.2.3.9 Rotaciones.

El mayor valor de rotación de la VE se observa con el sismo ZACA8509 en el edificio de 6 niveles, incluso se observa que los dos valores máximos ocurren en estos edificios de 6 niveles (Figura 6.2.3.9).

El sismo MZ019510 claramente muestra ser el que valores máximos produce a estos marcos, en desplazamientos, distorsiones, cortantes y rotaciones de las VE.

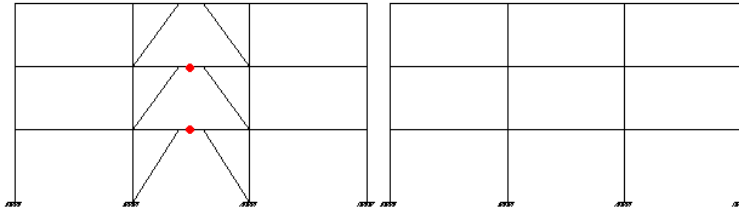
En los edificios con diseño de Q de 2, las máximas las rotaciones en las VE aparecieron también en los marcos de 6 niveles.

6.2.4 Articulaciones Plásticas en los Marcos Sometidos a Sismos Mexicanos

Lo deseable, en cuanto a la aparición de las articulaciones plásticas en los elementos, es que ocurran primeramente en las Vigas Eslabón, que son nuestros elementos fusibles de los marcos. Este comportamiento ocurrió en todos los marcos, no se articularon todas las VE, las siguientes figuras muestran las ubicaciones de dichas articulaciones. En los marcos con diseño de Q de 2, no se plastificaron inicialmente las vigas eslabón, puesto que esos marcos solo fueron diseñados para cumplir con los requisitos de resistencia.

6.2.4.1 Marcos 3 Niveles, Diseño Q de 4

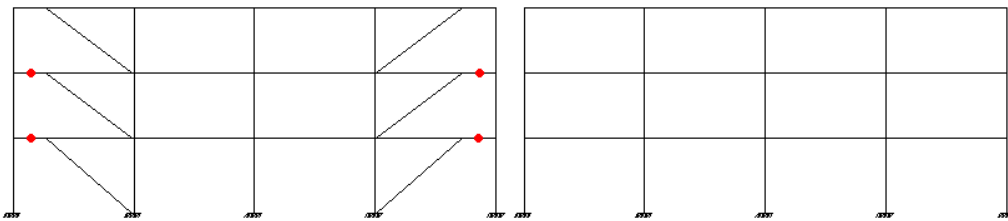
Marcos en Dirección X



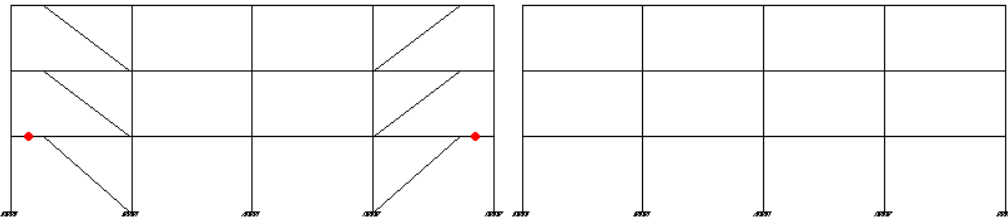
CALE9701. DELS7910. MZ019510 SICC7903 SICC8110 ZACA8509.

Con los acelerogramas SCT85, CHIL8591, CPE045 Y TLHB8509 no se presentaron articulaciones plásticas.

Marcos en Dirección Y.



CALE9701. DELS7910 MZ019510 SICC7903 SICC8110 ZACA8509.



CHIL8591 SCT85

Con los acelerogramas CHIL8591, CPE045 no se presentaron articulaciones plásticas.

A continuación se presenta la Figura 6.2.4.1.1 que muestra las fluencias en las VE en el tiempo, esto con el acelerograma SICC8110, por ser el que mayor impacto tuvo en los marcos.

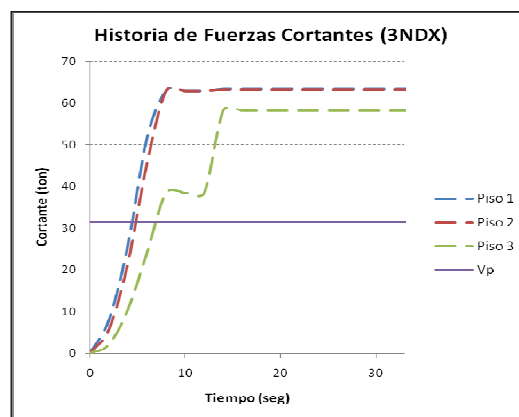
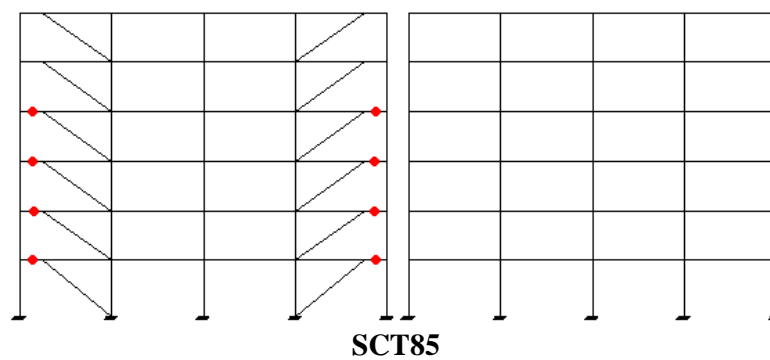
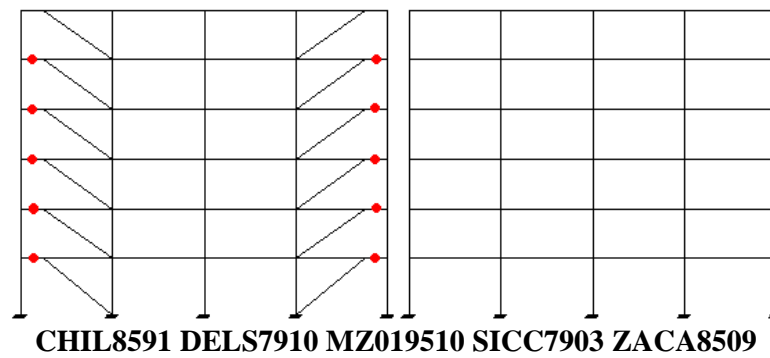
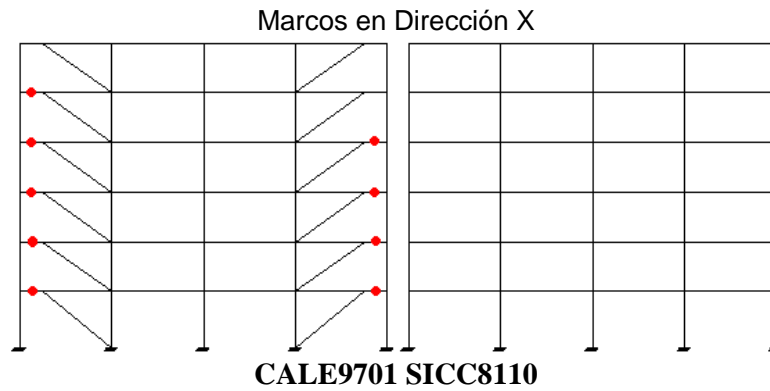
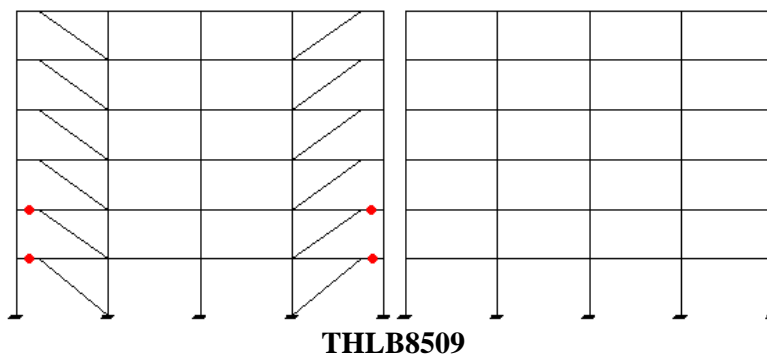


Figura 6.2.4.1.1 Historia de Fuerzas Cortantes.

Se observa que ninguna de las VE fluye al mismo tiempo que otra, primero fluye la VE del piso uno, después la VE del segundo piso y por último la VE del tercer piso. A partir del segundo 14 las fuerzas cortantes continuaron con el mismo valor.

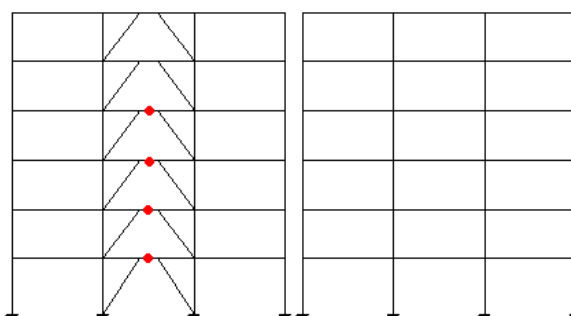
6.2.4.2 Marcos 6 Niveles, Diseño Q de 4





Con el acelerograma CPE045 no se presentaron articulaciones plásticas.

Marcos en Dirección Y.



CALE9701 CHIL8591 DELS7910 MZ019510 SCT85 SICC7903 SICC8110 ZACA8509.

Con los acelerogramas CPE045 y TLHB8509 no se presentaron articulaciones plásticas.

En la gráfica de historia de fuerzas cortantes (Figura 6.2.4.2.1) se observa que los primeros dos niveles llegaron a fluir las VE al mismo tiempo, seguido por la VE del tercer piso, las VE de los tres pisos superiores no alcanzaron el nivel de fluencia, el acelerograma que impactó mayormente fue el DELS7910. A partir del segundo 35 las fuerzas cortantes son constantes.

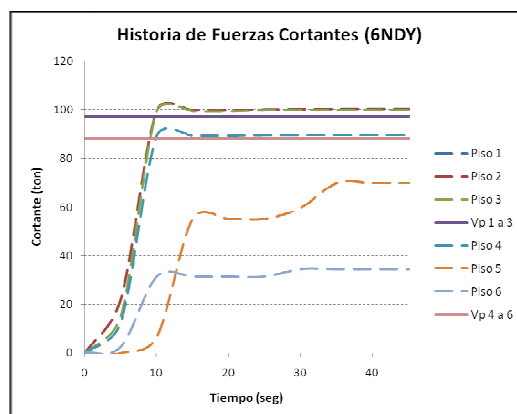
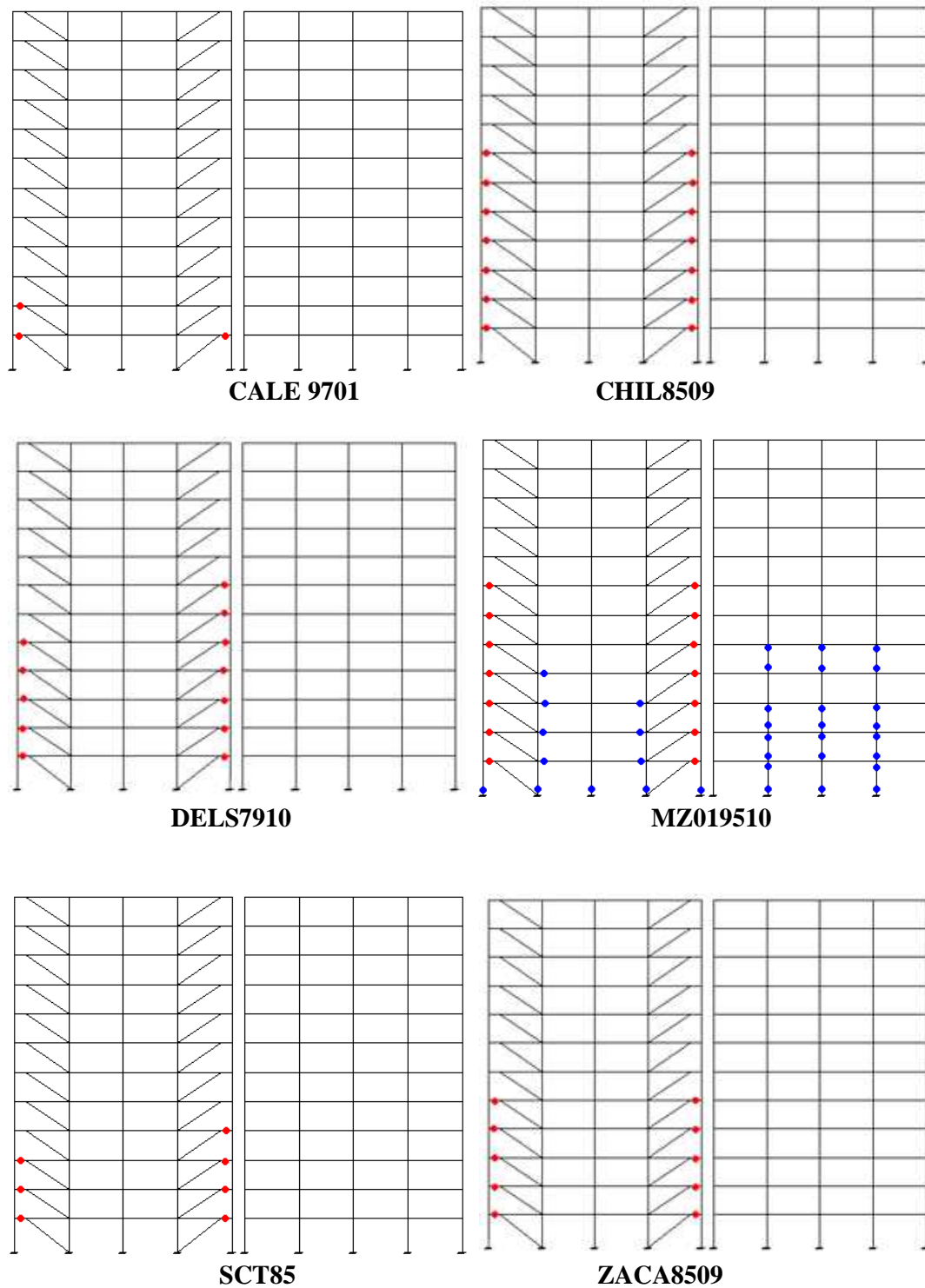
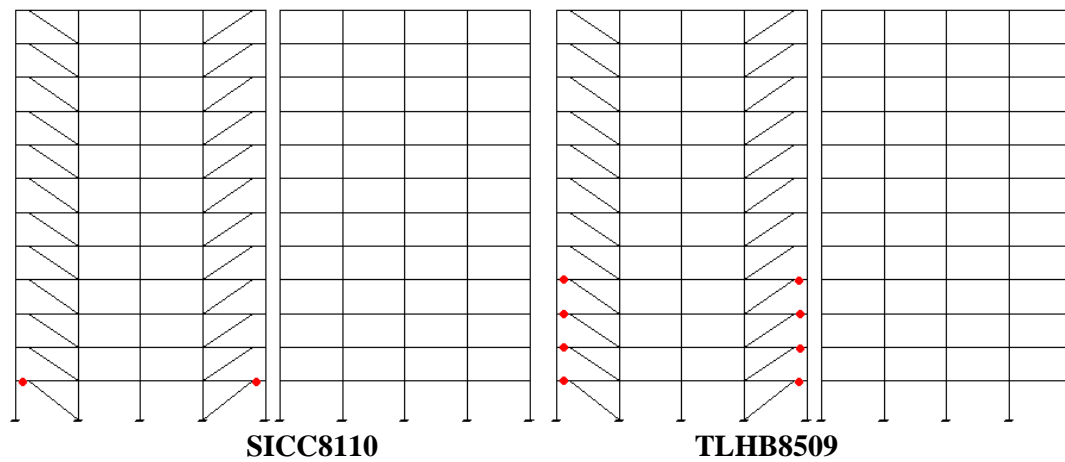


Figura 6.2.4.2.1 Historia de Fuerzas Cortantes.

6.2.4.3 Marcos 12 Niveles, Diseño Q de 4

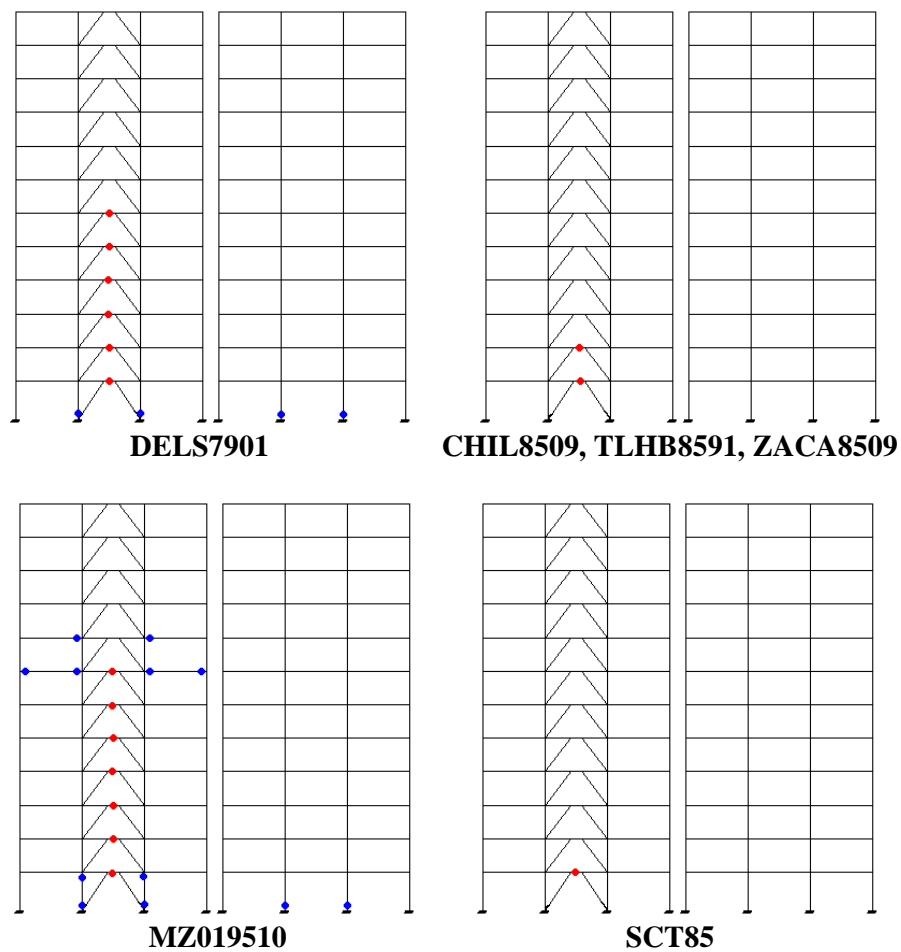
Marcos en Dirección X





Con los acelerogramas ZICC7910 y CPE045 no se presentaron articulaciones plásticas.

Marcos en Dirección Y.



Con los acelerogramas CALE9701, CPE045, SICC8110 y SICC7901 no se presentaron articulaciones plásticas.

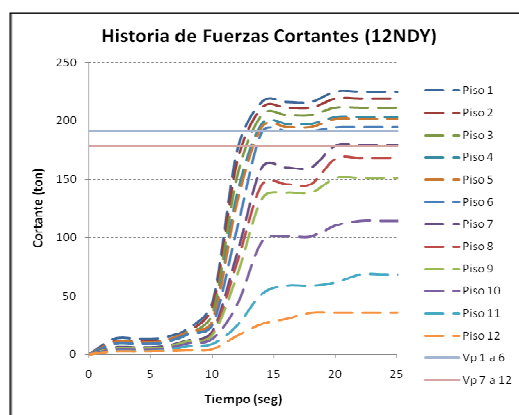
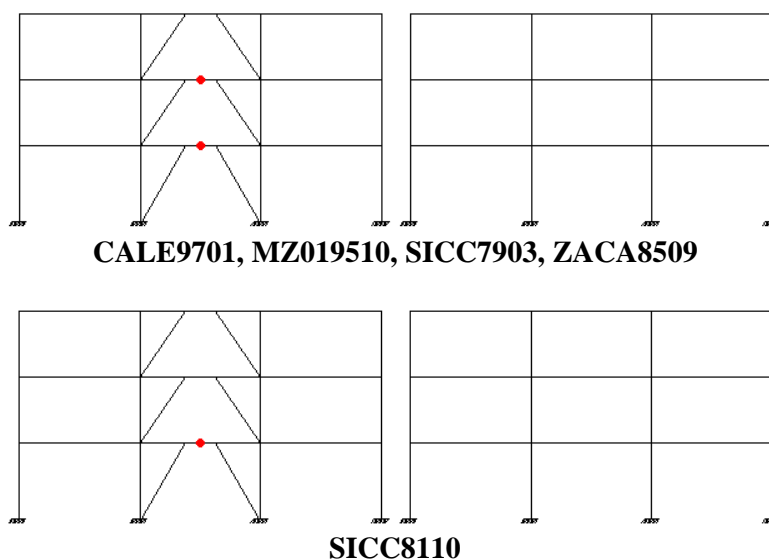


Figura 6.2.4.3.1 Historia de Fuerzas Cortantes.

Se puede observar en la figura 6.2.4.3.1 que ninguna VE fluyó simultáneamente con otra, las fluencias fueron apareciendo gradualmente en las VE, empezando con el primer piso, continuando con el segundo, y así sucesivamente, las VE de los pisos 8 al 12 no llegaron a fluir, a partir del segundo 22 las fuerzas cortantes son constantes, esto es con el acelerograma MZ019510.

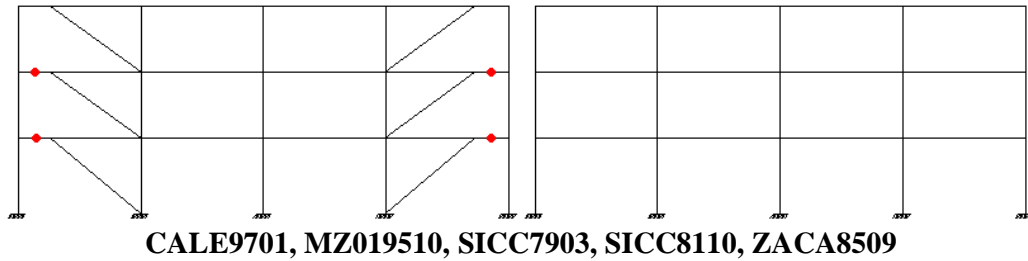
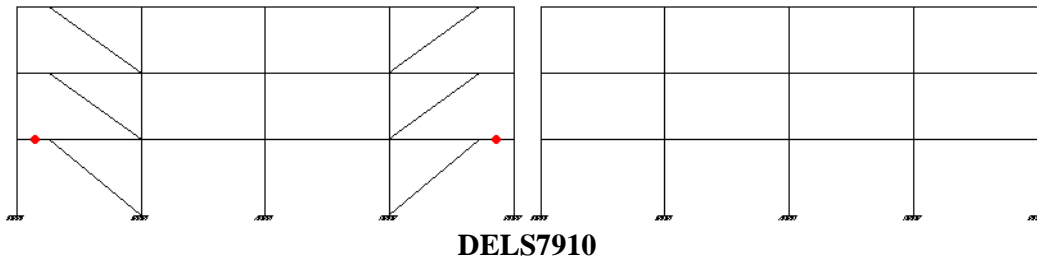
6.2.4.4 Marcos 3 Niveles, Diseño Q de 2

Marcos en Dirección X.



Con los acelerogramas CPE045, DELS9701, SCT85, CHIL8591 Y TLHB8509 no se presentaron articulaciones plásticas.

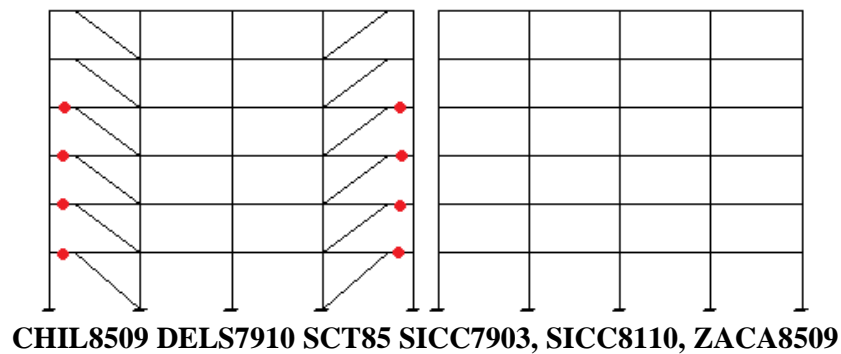
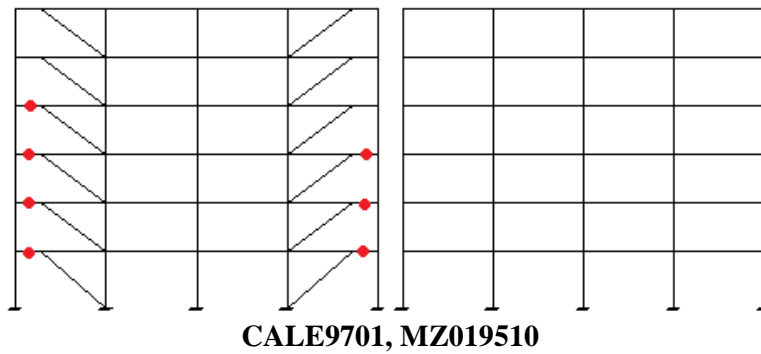
Marcos en Dirección Y



Con los acelerogramas CPE045, TLHB8509, CHIL8591 Y SCT86 no se presentaron articulaciones plásticas.

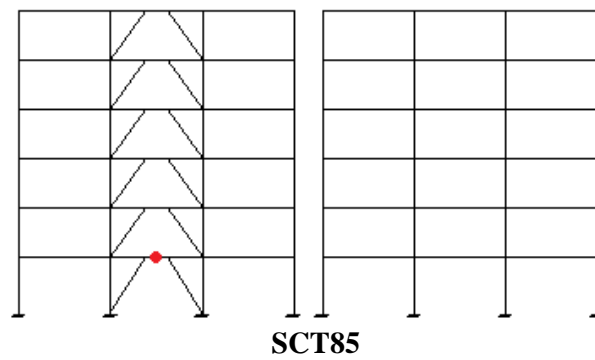
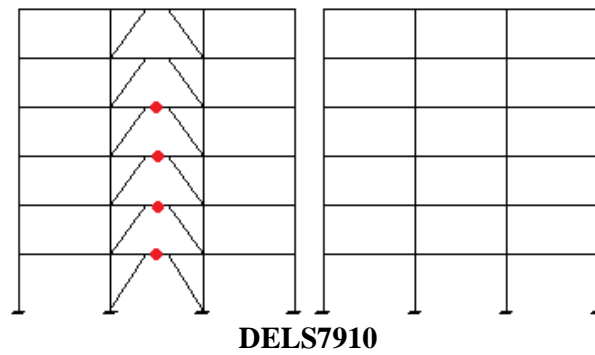
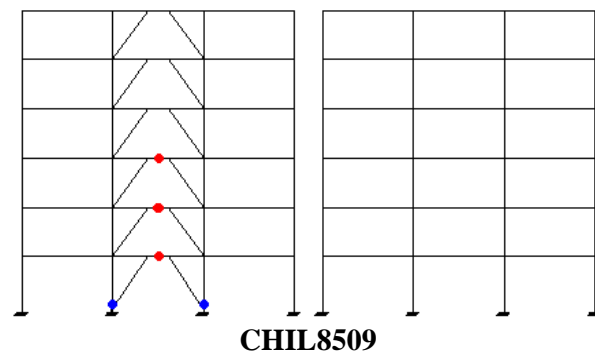
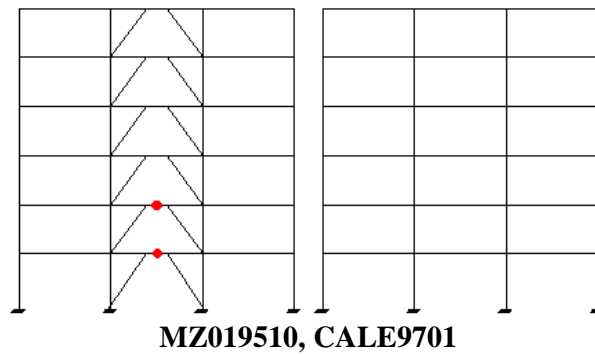
6.2.4.5 Marcos 6 Niveles, Diseño Q de 2

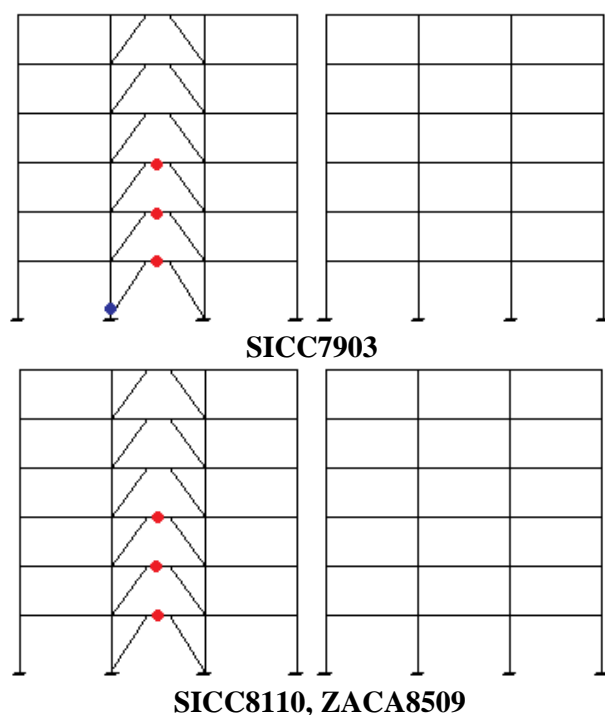
Marcos en Dirección X



Con los acelerogramas CPE045 y TLHB8509 no se presentaron articulaciones plásticas.

Marcos en Dirección Y.





Con los acelerogramas CPE045 y TLHB8509 no se presentaron articulaciones plásticas.

6.2.4.6 Conclusiones parciales

En los marcos de 3 niveles, con diseño de Q de 4 y de 2, solo aparecieron articulaciones plásticas en las VE, estas fueron por cortante, como ya se ha mencionado anteriormente, este es el comportamiento que se desea para ese tipo de estructuración, no todos los sismos produjeron articulaciones plásticas en los elementos de los marcos.

Los edificios de 6 niveles, con un diseño de Q de 4, únicamente las VE se plastificaron por cortante, en estos mismos marcos pero con diseño con Q de 2, se llegaron a presentar algunas plastificaciones en columnas, se recuerda que no necesariamente deben de plastificarse únicamente las VE, esto por ser un diseño solo por resistencia, no cumpliendo con los requisitos de los MCE.

En los marcos de 12 niveles, aparecieron articulaciones plásticas en varios de los elementos, tanto de los marcos con contravientos y sin contravientos, aparte de plastificarse las VE por cortante, se llegaron a plastificar algunas de las columnas y vigas, aunque esto solo con 3 acelerogramas, siendo el MZ019510 el que más afectó a estos marcos.

En ningún caso se llegó a presentar alguna articulación en las vigas fuera del segmento eslabón (VFE).

6.3 Marcos Sometidos a sismo de otros países

6.3.1 Marcos 3 niveles, $Q = 4$

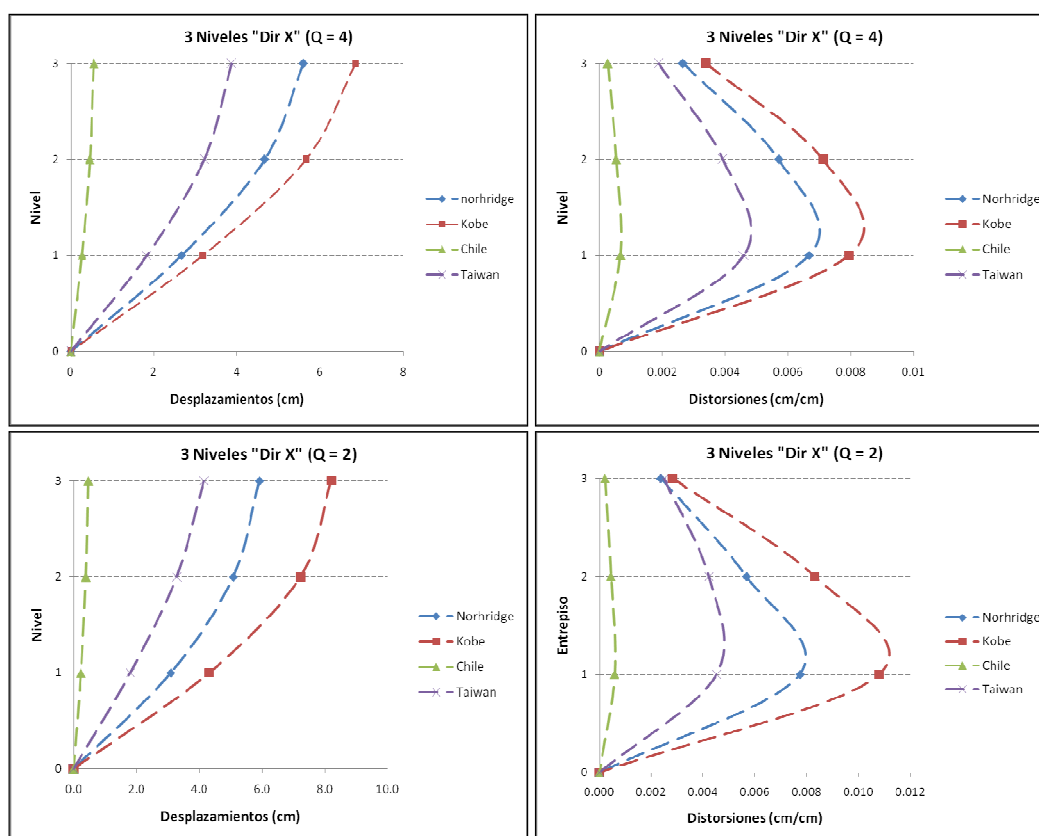


Figura 6.3.1.1 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

En la Figura 6.3.1.1 se observa que el Sismo de Chile (2010) es el que menos desplazamientos produce a los marcos pero presenta el mismo patrón que los otros sismos. En ambas direcciones el sismo de Kobe es el que mayor desplazamientos provoca.

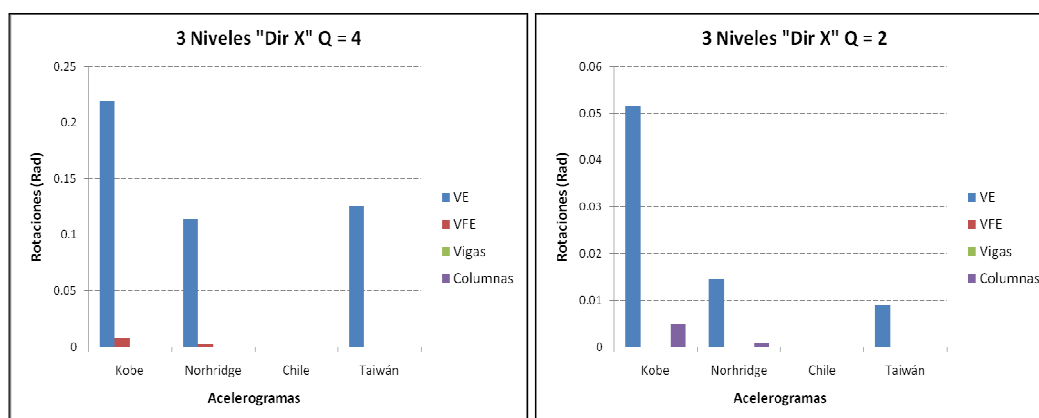


Figura 6.3.1.2 Rotaciones.

En la Tabla 6.3.1.1 y Figura 6.3.1.3 se observa que en general se rebasa la capacidad de la VE, excepto en el sismo de Chile.

Tabla 6.3.1.1 Cortantes en las VE.

3NDX	Fuerzas Cortantes en las VE (ton)				
	Capacidad	Demanda			
Piso		Norridge	Kobe	Taiwán	Chile
3	62.933	65.65	65.72	60.46	10.55
2	62.933	66.95	67.14	66.61	20.52
1	62.933	67.11	67.45	66.87	26.46

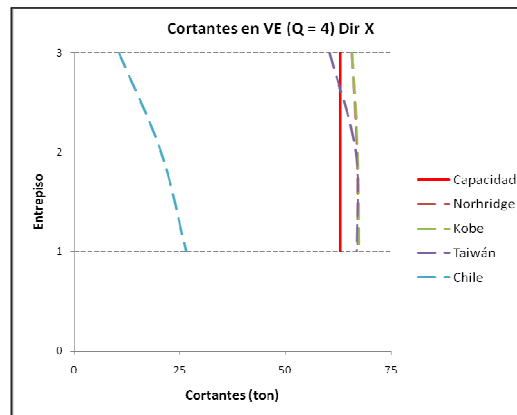


Figura 6.3.1.3 Cortantes en las VE.

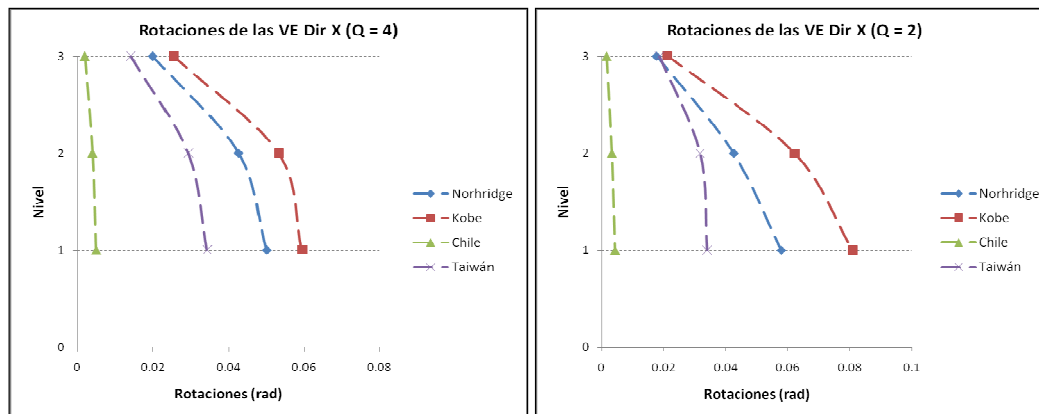


Figura 6.3.1.4 Rotaciones en las VE.

Para estos acelerogramas de sismos de otros países se observan valores de rotación mayores que los valores producidos con los acelerogramas de sismos mexicanos (Figura 6.3.1.4).

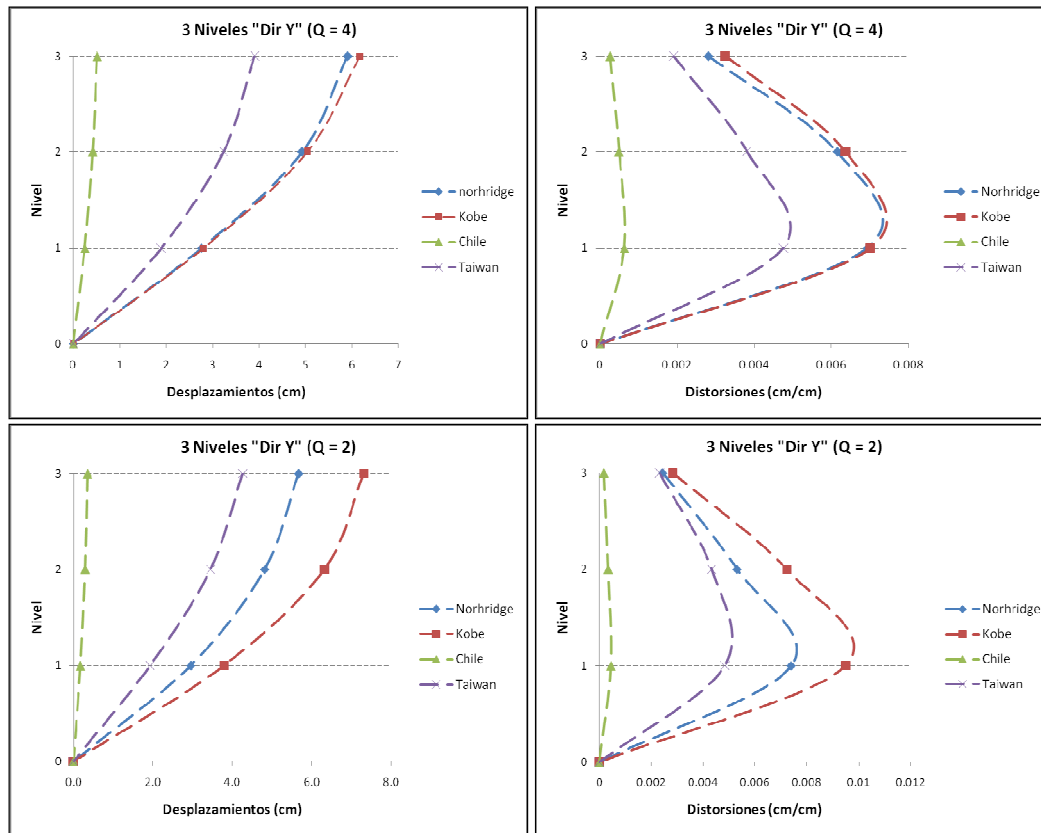


Figura 6.3.1.5 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

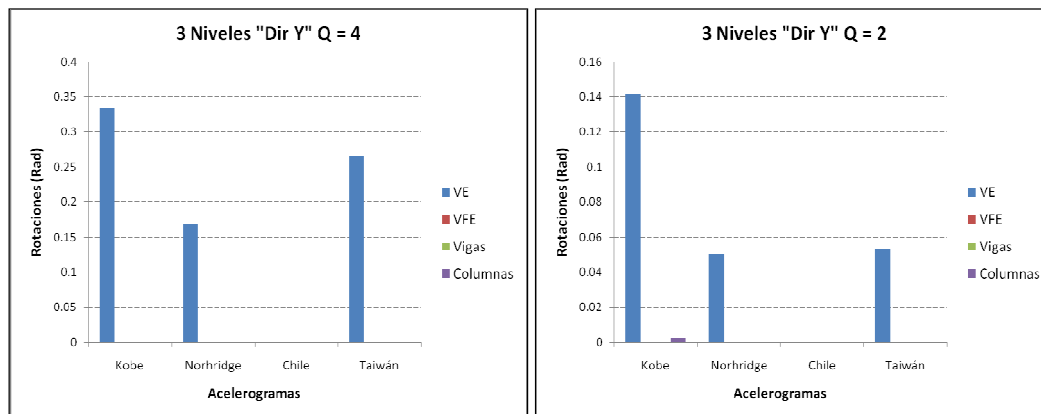


Figura 6.3.1.6 Rotaciones.

En la dirección Y se sigue observando que el acelerograma del sismo Kobe es que el produce mayores deformaciones, rotaciones y cortantes en las VE, y también se alcanza a plastificar alguna columna. (Figuras 6.3.1.5 a 6.3.1.7).

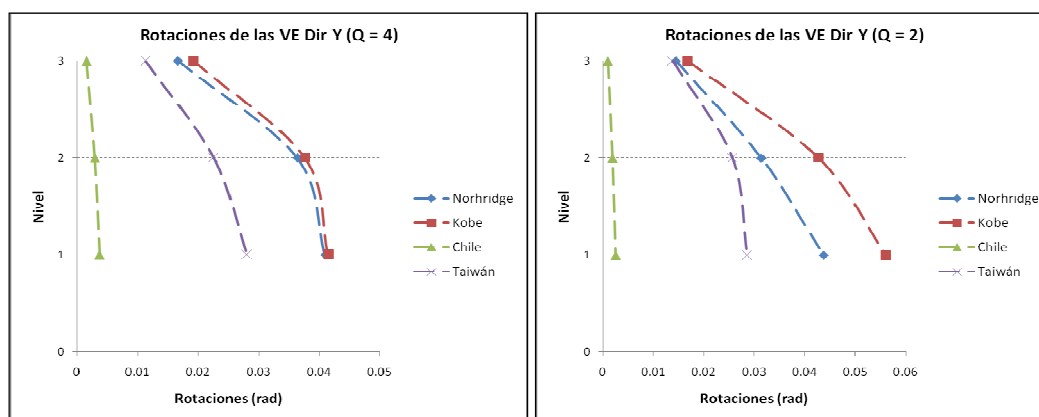


Figura 6.3.1.7 Rotaciones de las VE.

En estos edificios el sismo que mayor valor produce es el de Kobe, los valores mínimos son producidos por el sismo de Chile, pero los cuatro muestran un comportamiento similar, aunque arrojando valores diferentes.

6.3.2 Marcos 6 niveles

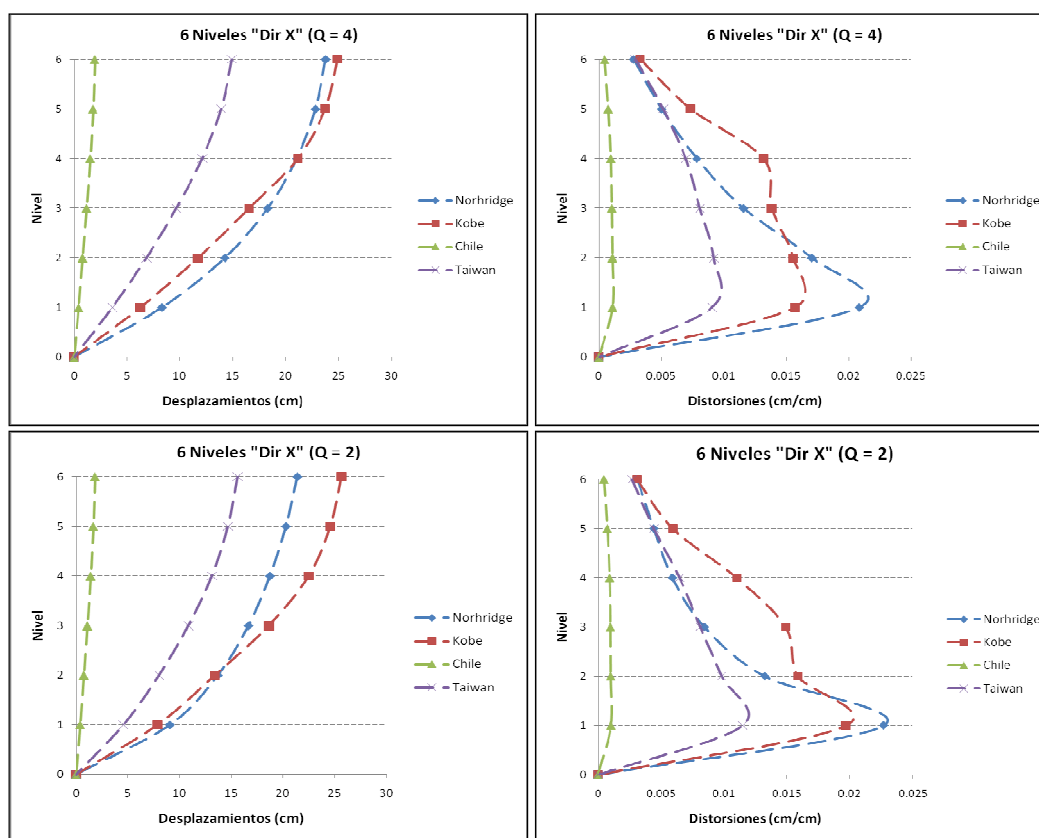


Figura 6.3.2.1 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

El acelerograma de Kobe sigue produciendo los desplazamientos máximos, pero el acelerograma de Norridge produce las distorsiones máximas (Figura 6.3.2.1). El sismo de Chile no desplaza significativamente a los marcos.

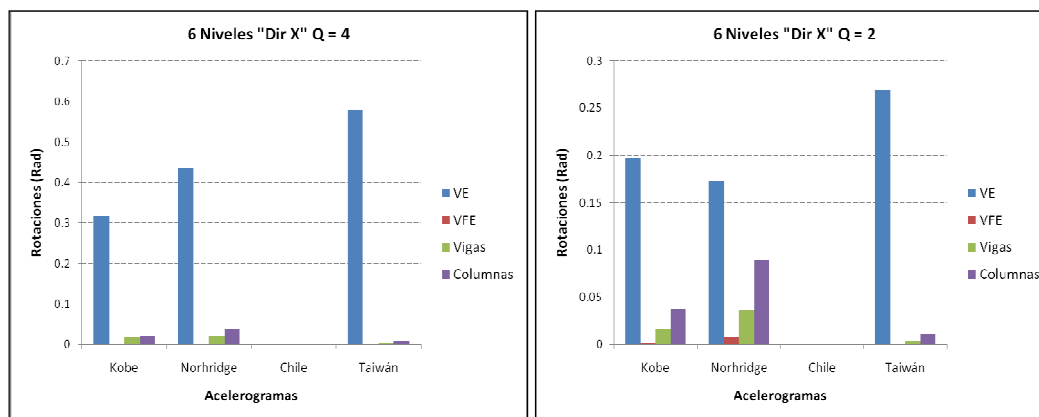


Figura 6.3.2.2 Rotaciones.

Con los acelerogramas de Kobe y Norridge se presentan plastificaciones no solo en las VE sino en otros elementos, aunque en menor proporción (Figura 6.3.2.2).

Tabla 6.3.2.1 Cortantes en las VE.

6NDY	Fuerzas Cortantes en las VE (ton)				
	Capacidad	Demanda			
		Norridge	Kobe	Taiwán	Chile
6	88.323	82.81	87.07	46.49	7.02
5	88.323	91.29	91.38	85.95	12.87
4	88.323	92.16	92.14	91.83	24.62
3	97.403	102.7	103.5	102.6	37.19
2	97.403	104	105.5	104	51.54
1	97.403	105	106.6	104.7	60.53

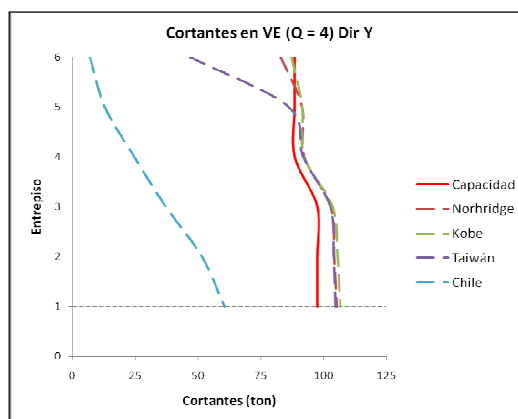


Figura 6.3.2.3 Cortantes de las VE.

Con los acelerogramas de Kobe y Norridge se presentan plastificaciones no solo en las VE sino en otros elementos, aunque en menor proporción (Figura 6.3.2.2 y 6.3.2.3). Con estos mismos acelerogramas se llega a rebasar la rotación máxima permitida por el AISC (0.08rad), como se ve en la Figura 6.3.2.4.

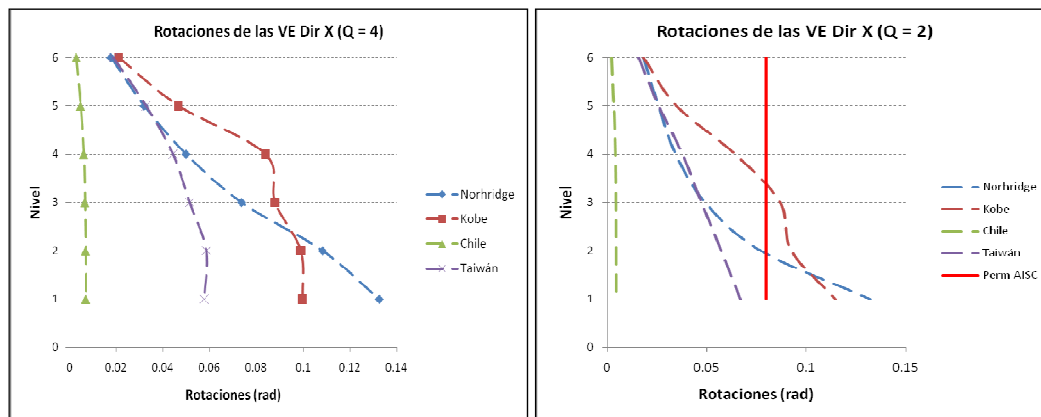


Figura 6.3.2.4 Rotaciones de las VE.

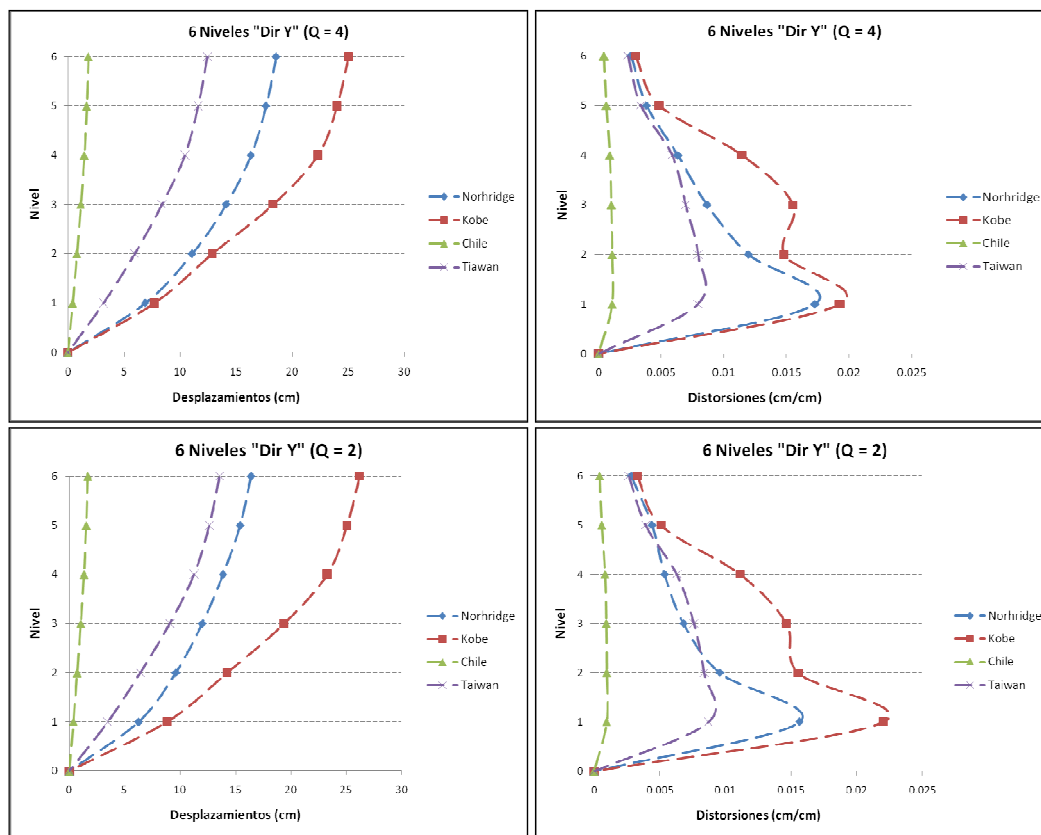


Figura 6.3.2.5 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

Desplazamientos y Distorsiones máximas son producidas por el acelerograma del sismo de Kobe, nótese que en cuanto a distorsiones ya no se presenta un patrón similar que con los acelerogramas de sismos mexicanos (Figura 6.3.2.5)

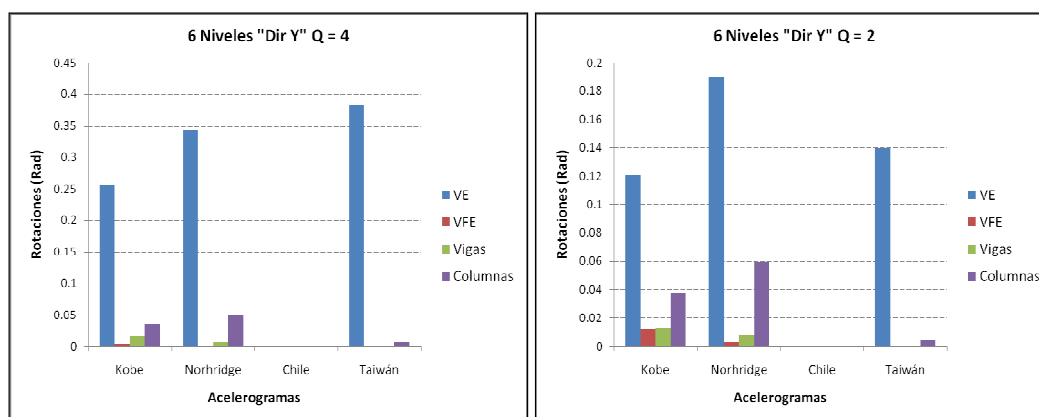


Figura 6.3.2.6 Rotaciones.

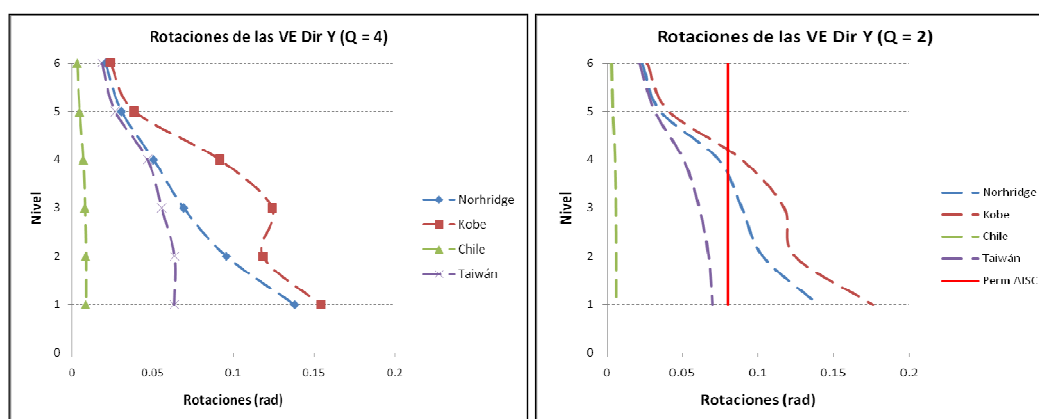
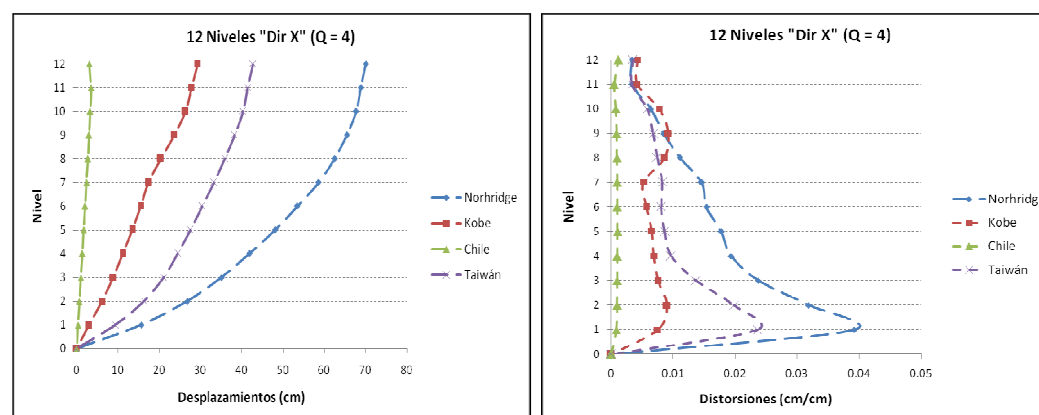


Figura 6.3.2.7 Rotaciones de las VE.

Los valores mínimos lo sigue produciendo el sismo de Chile, los demás sismos ocasionan desplazamientos y distorsiones de entrepiso mayores, ya no tienen un comportamiento tan similar entre ellos (Figura 6.3.2.6 y 6.3.2.7). Existe un comportamiento similar entre estos marcos y los marcos con diseño con Q de 4.

6.3.3 Marcos 12 niveles



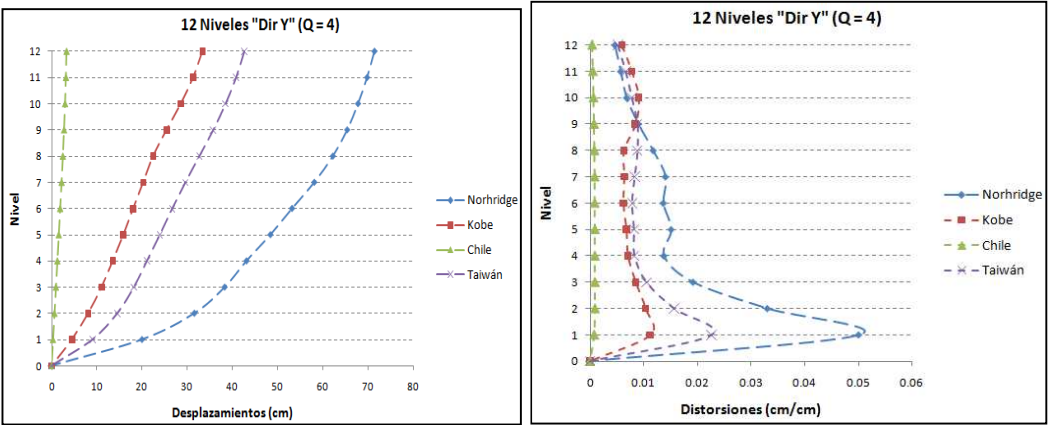


Figura 6.3.3.1 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

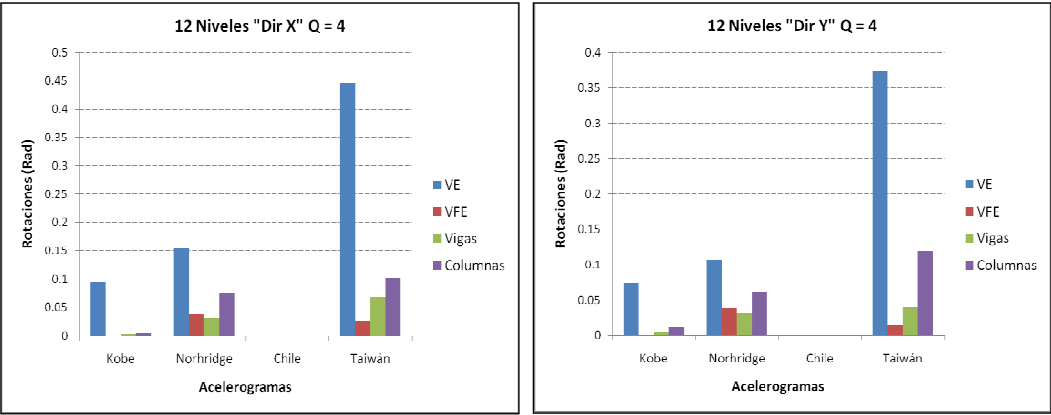


Figura 6.3.3.2 Rotaciones.

Los valores máximos de desplazamientos, distorsiones de entrepiso y cortantes en las Ve los produce el sismo de Norridge (Figura 6.3.3.1 a 6.3.3.4), no así en las rotaciones que es con el acelerograma del sismo de Taiwán el que produce las rotaciones máximas en las VE (Figura 6.3.3.2).

Tabla 6.3.3.1 Cortantes en las VE.

12NDY	Fuerzas Cortantes en las VE (ton)				
	Capacidad	Demanda			
		Norridge	Kobe	Taiwán	Chile
12	178.576	37.248	38.224	32.16	4.8576
11	178.576	94.768	123.392	88.576	4.8656
10	178.576	165.12	168.64	153.856	10.272
9	178.576	188.64	178.88	180.96	15.808
8	178.576	197.28	181.76	186.24	18.72
7	178.576	203.84	184.96	190.72	23.28
6	191.168	238.4	199.04	211.2	31.968
5	191.168	239.84	201.28	217.92	38.192
4	191.168	236.96	204.32	222.72	39.92
3	191.168	246.88	210.72	229.28	46.688

2	191.168	259.68	215.68	238.72	54.336
1	191.168	289.28	227.04	251.2	60.032

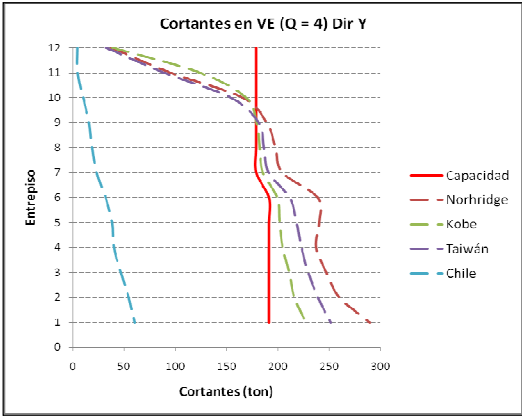


Figura 6.3.3.3 Cortantes de las VE.

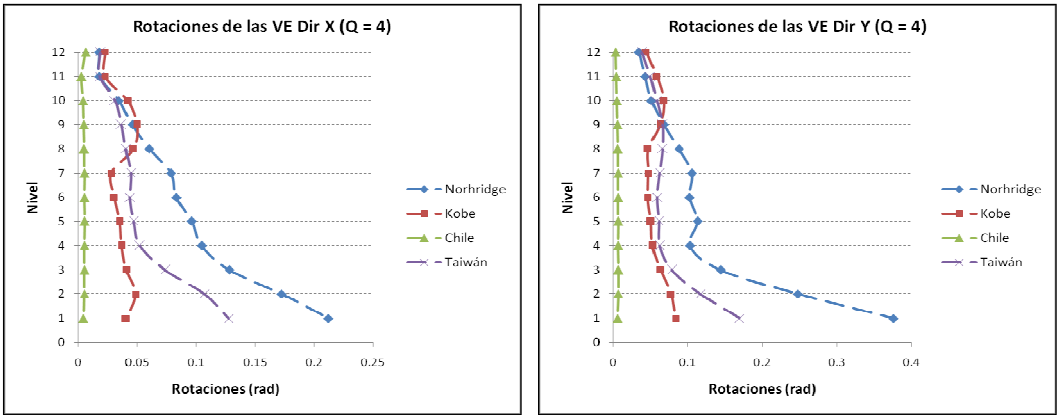


Figura 6.3.3.4 Rotaciones de las VE.

Como ya se mencionó anteriormente los sismos de Norridge y Taiwán, ocasionan desplazamientos y distorsiones máximas en estos marcos, dichas distorsiones máximas ocurren en el primer nivel.

Las Tablas 6.3.3.2 y 6.3.3.3 muestran comparaciones de las rotaciones máximas de las vigas eslabón (VE) de cada marco.

Tabla 6.3.3.2 Rotaciones.			
Q = 4	Rotaciones Máximas en VE		
Acelerograma	3 Niveles	6 Niveles	12 Niveles
Kobe	0.33379	0.31732	0.094264
Norridge	0.16894	0.43462	0.15411
Chile	0	0	0
Taiwán	0.26596	0.57782	0.44606

Tabla 6.3.3.3 Rotaciones.

Q = 2	Rotaciones Máximas en VE		
Acelerograma	3 Niveles	6 Niveles	12 Niveles
Kobe	0.1418	0.19686	-
Norridge	0.049953	0.18996	-
Chile	0	0	-
Taiwán	0.05336	0.26924	-

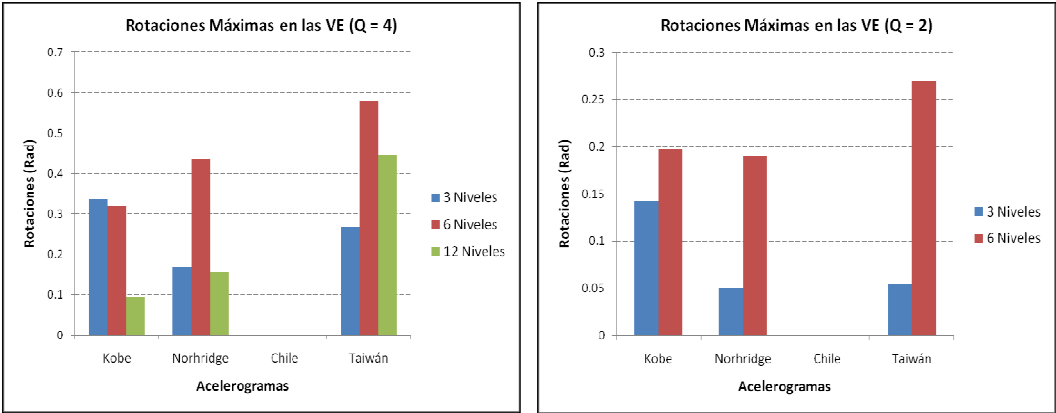
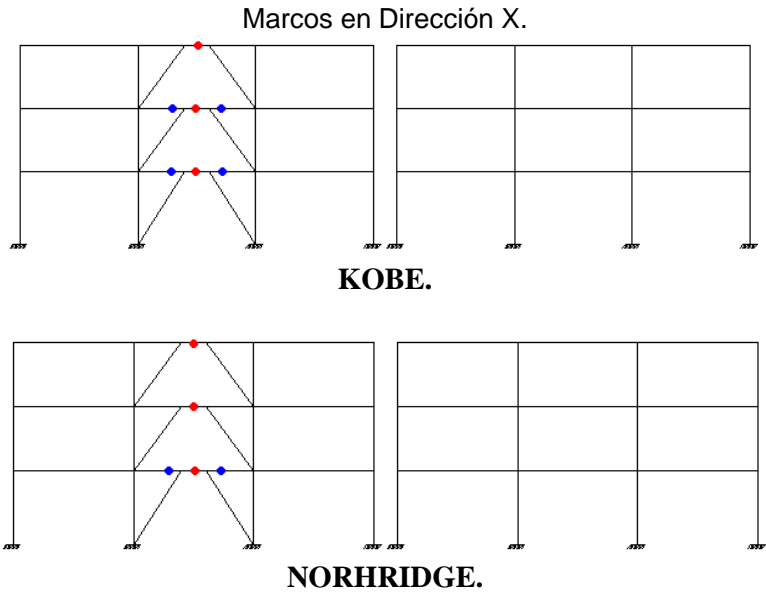


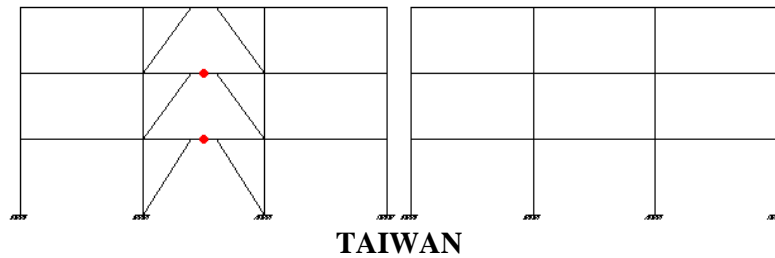
Figura 6.3.3.5 Rotaciones.

El sismo de Taiwán es el que ocasiona mayores rotaciones, esto en los marcos de 6 y 12 niveles, el sismo de Chile no llega a ser considerable las rotaciones que produce (Figura 6.3.3.5).

6.3.4 Articulaciones Plásticas en los Marcos Sometidos a Sismos de Otros Países

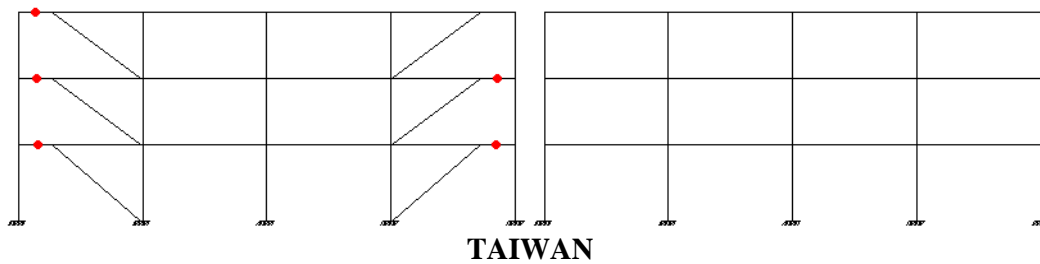
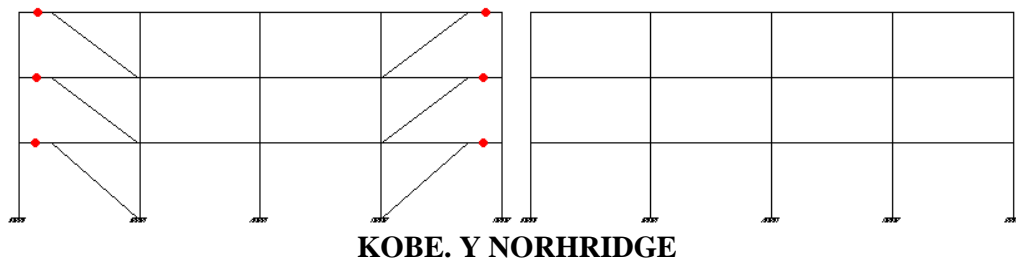
6.3.4.1 Marcos 3 Niveles, Diseño Q de 4





Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

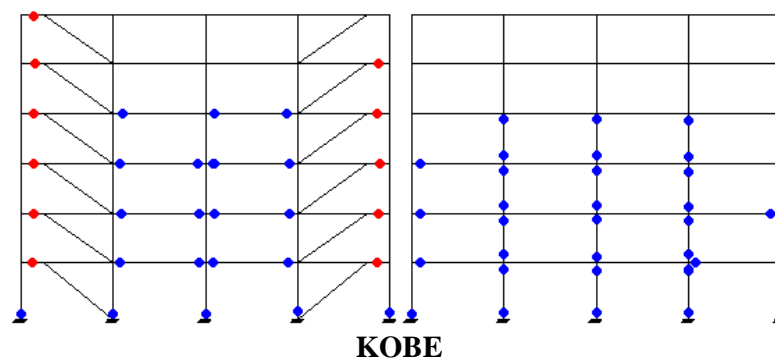
Marcos en Dirección Y.

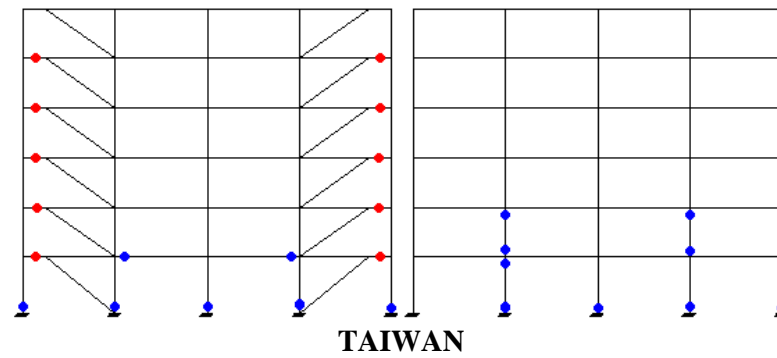
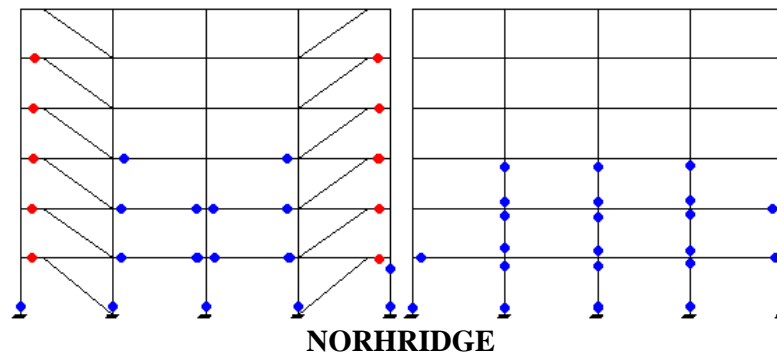


Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

6.3.4.2 Marcos 6 Niveles, Diseño Q de 4

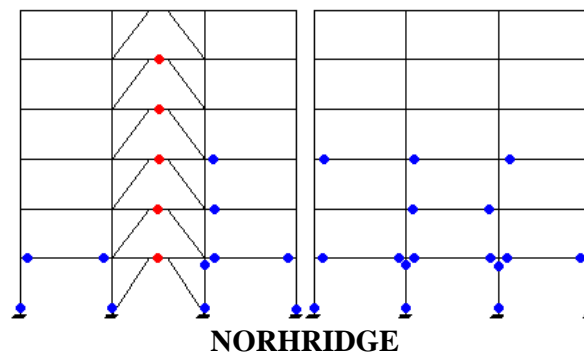
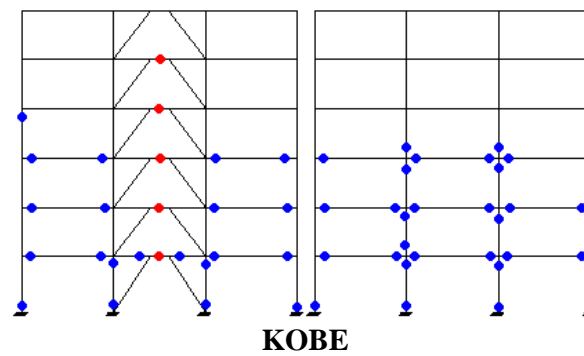
Marcos en Dirección X.

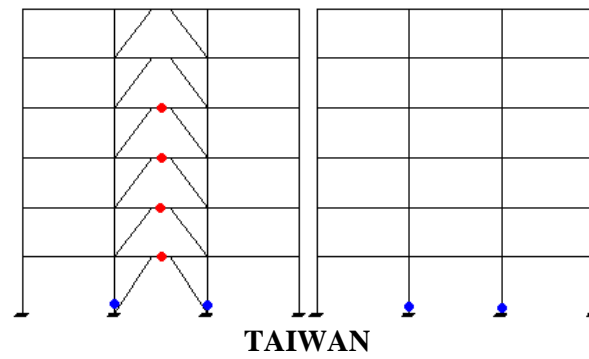




Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

Marcos en Dirección Y.

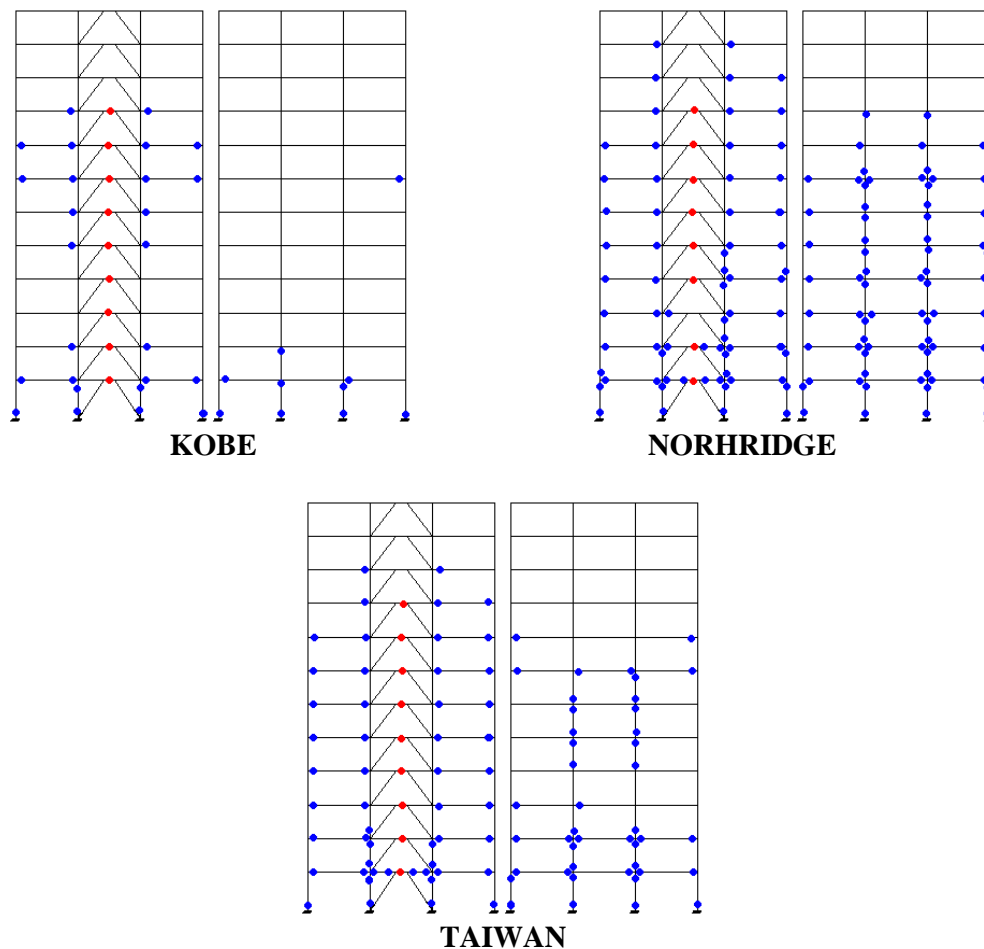




Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

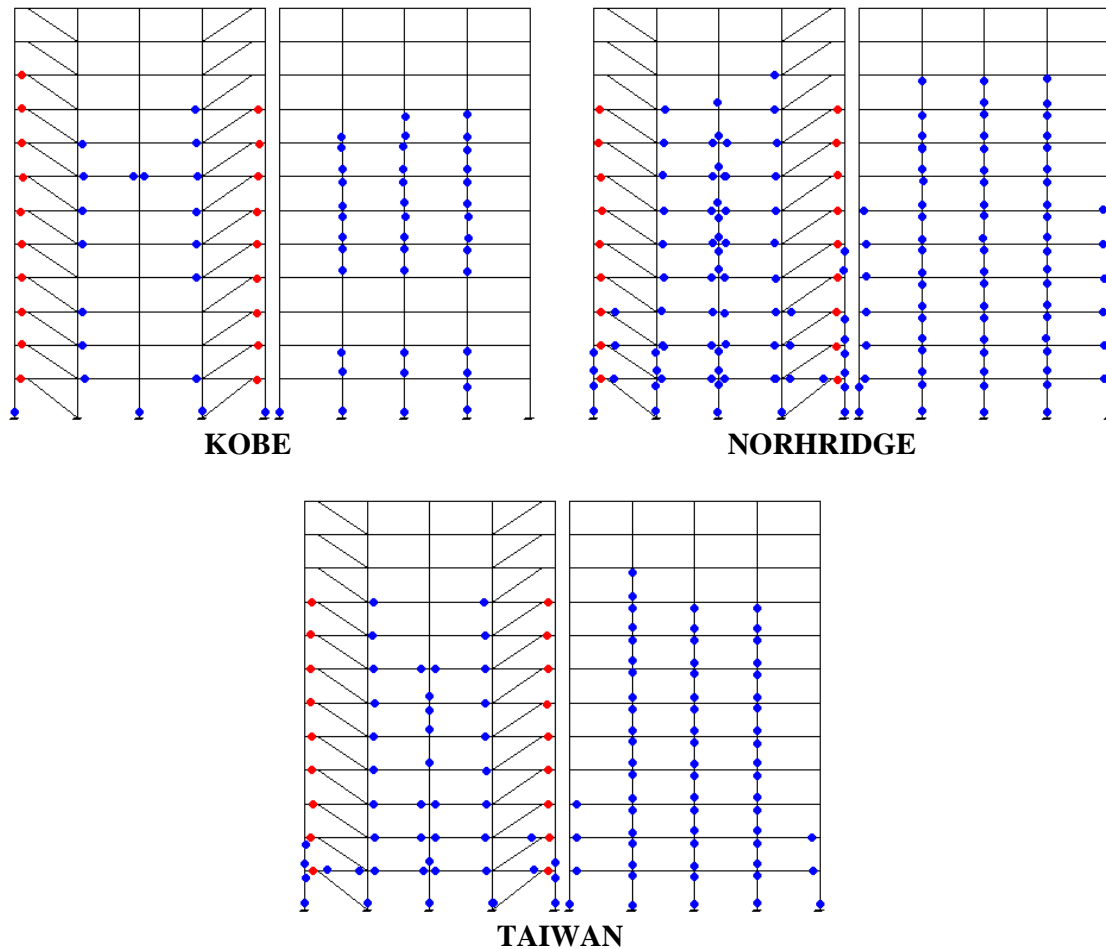
6.3.4.3 Marcos 12 Niveles, Diseño Q de 4

Marcos en Dirección Y.



Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

Marcos en Dirección X.

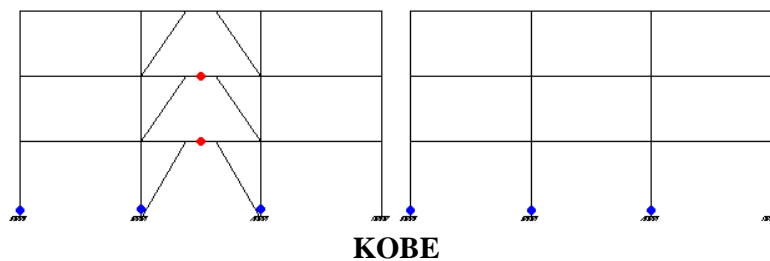


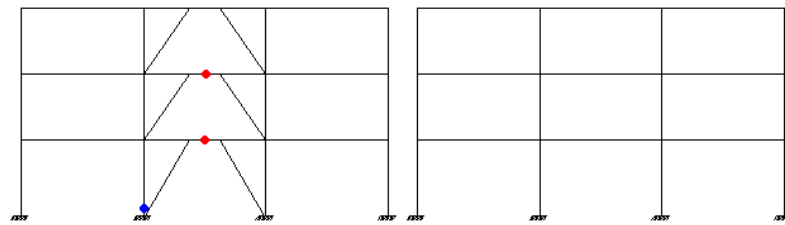
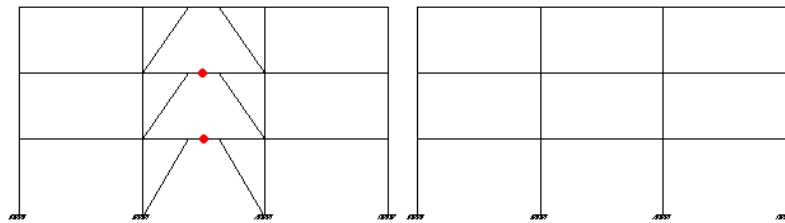
Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

Se observa en las figuras anteriores que los acelerogramas produjeron plastificaciones en muchas columnas y vigas, las vigas fuera del segmento eslabón llegaron a plastificarse solamente en los primeros niveles.

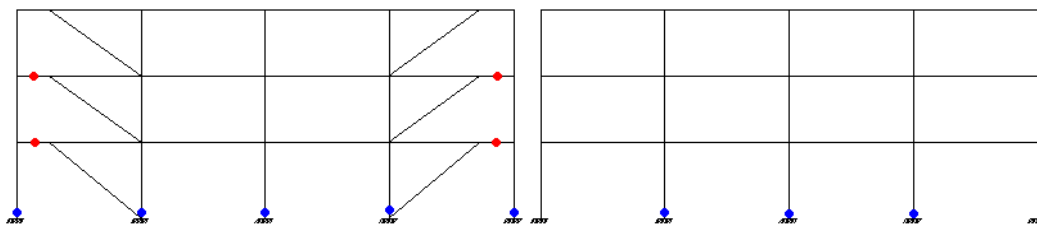
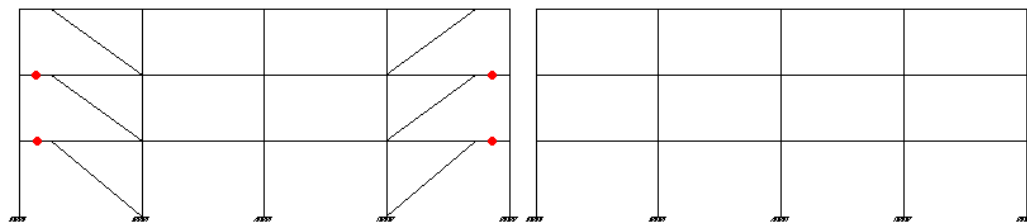
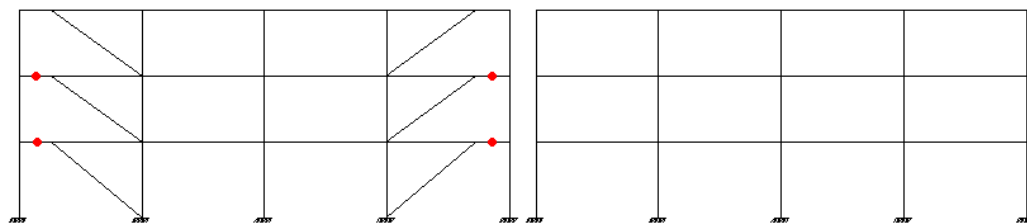
6.3.4.4 Marcos 3 Niveles, Diseño Q de 2

Marcos en Dirección X.



**NORHRIDGE****TAIWAN**

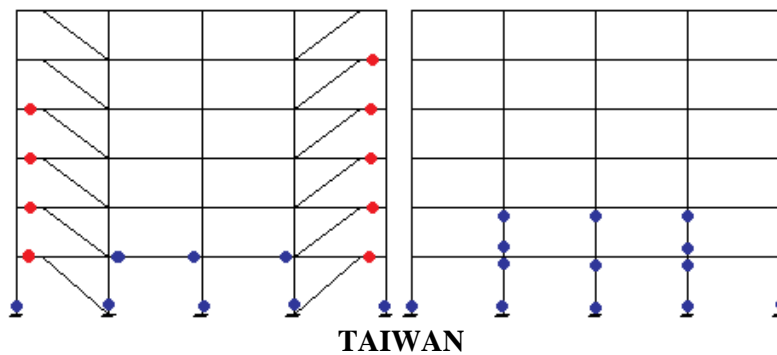
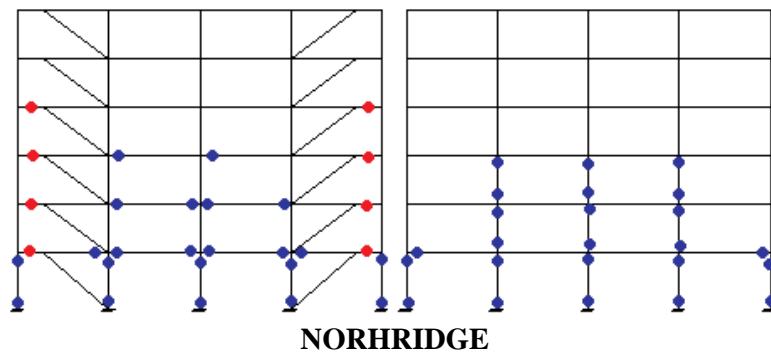
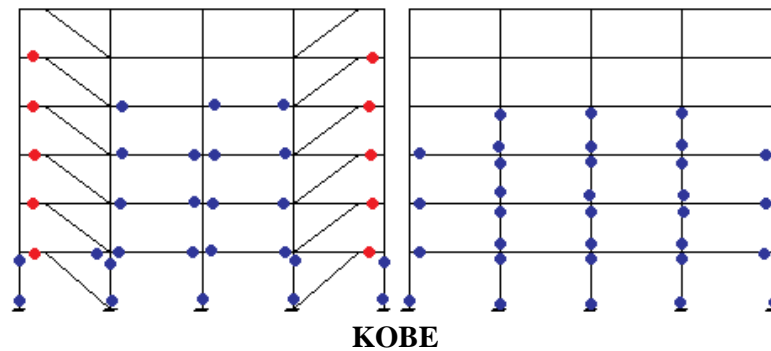
Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.
Marcos en Dirección Y.

**KOBE****NORHRIDGE****TALWAN**

Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

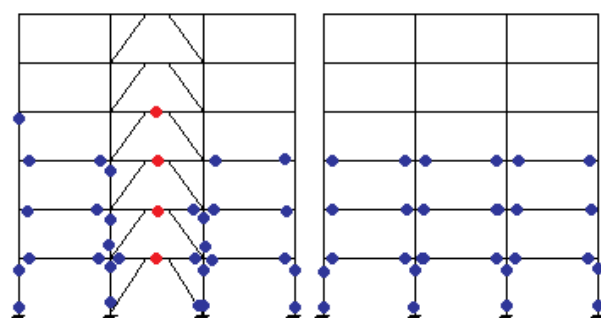
6.3.4.5 Marcos 6 Niveles, Diseño Q de 2

Marcos en Dirección X.

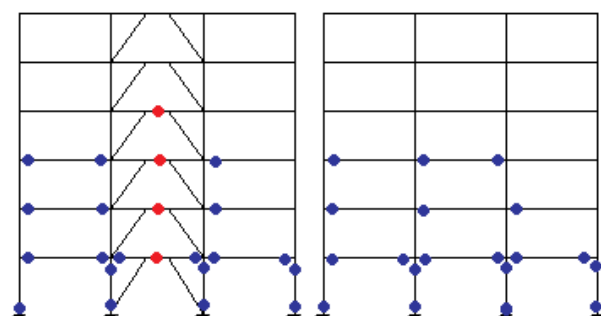


Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

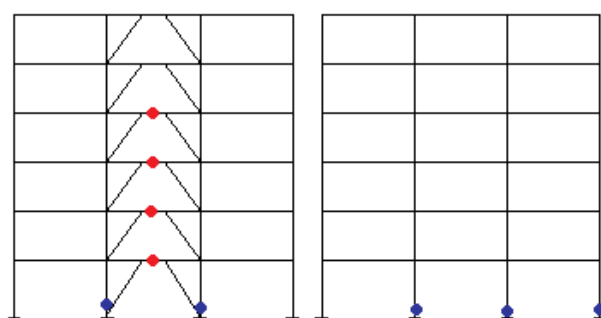
Marcos en Dirección Y.



KOBE



NORHRIDGE



TAIWAN

Con el acelerograma de CHILE no se presentaron articulaciones plásticas.

6.3.4.6 Conclusiones parciales

En los marcos de 3 niveles con diseño de Q de 4, se plastificaron las VE, también algunas vigas fuera del segmento de eslabón, en estos marcos pero con diseño con Q de 2, aparte de plastificarse las VE se llegaron a formar las articulaciones plásticas en algunas columnas. El sismo de Chile no produjo plastificaciones en los elementos.

Los marcos de 6 niveles, con diseño con Q de 4 y de 2, llegaron a plastificarse las VE, y también otros elementos, vigas y columnas, tanto de MCE y marcos sin contravientos.

En estos dos edificios, de 3 y 6 niveles, las primeras plastificaciones ocurrieron en las VE, por cortante, después de plastificados estos elementos fueron apareciendo las plastificaciones en los otros elementos.

En los marcos de 12 niveles se presentaron articulaciones en VE, también en columnas, vigas y en algunas vigas fuera del segmento eslabón, en los marcos con y sin contravientos. Las primeras plastificaciones ocurrieron en las VE de los niveles inferiores, posteriormente fueron apareciendo plastificaciones en otros elementos y en las VE de los pisos superiores.

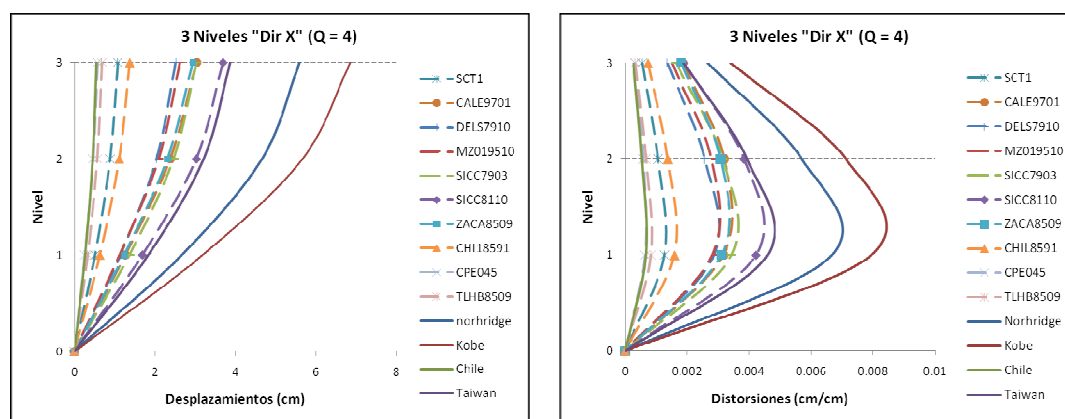
Las plastificaciones, en los edificios de 3 niveles solo se presentaron en los 2 primeros niveles, en las VE. En el edificio de 6 niveles las plastificaciones se presentaron en sus 5 niveles, en ningún marco se presentaron plastificaciones en el último nivel. En el edificio de 12 niveles, en los primeros siete niveles fue donde se plastificaron las VE, y las columnas llegaron a plastificarse en los primeros cinco niveles.

La fuerza cortante va disminuyendo conforme aumenta el nivel o entrepiso, es decir, las mayores fuerzas cortantes están en los pisos inferiores y va disminuyendo en el piso superior, este comportamiento es inverso al presentado por Uang (2006).

6.4 Comparaciones

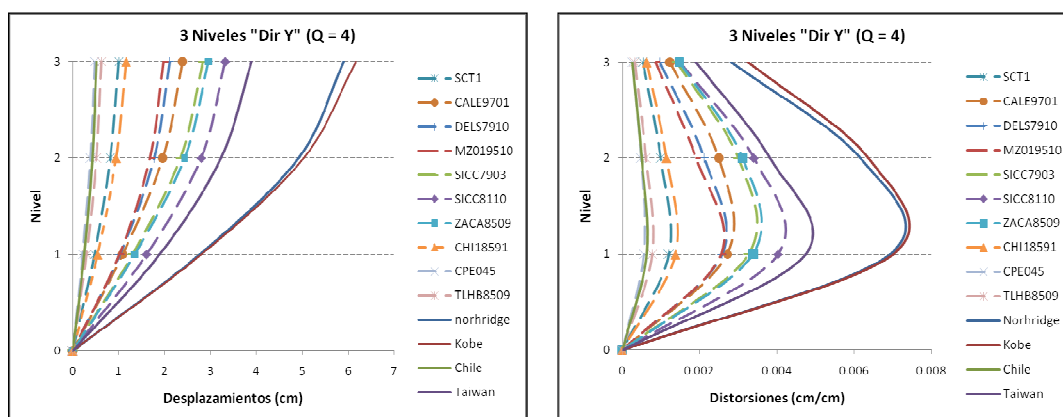
Al principio se mencionó que todos los marcos se someterían tanto a sismos mexicanos como a sismos de otros países, estos últimos solo para fines comparativos, a continuación se presentan gráficas con estas comparaciones.

6.4.1 Marcos 3 Niveles



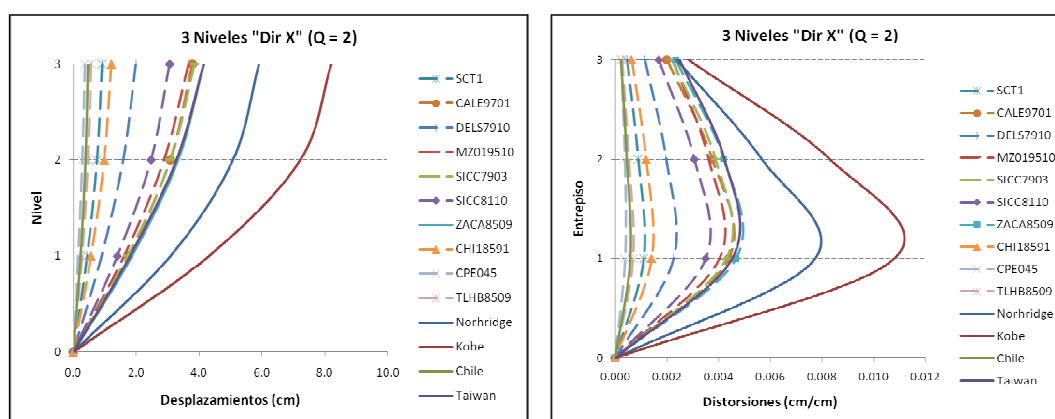
Figuras 6.4.1.1 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

Se puede observar en la Figura 6.4.1.1 que en todos los sismos, el patrón de desplazamientos es el mismo, en los sismos de otros países, salvo Chile, los desplazamientos y distorsiones con mayores.



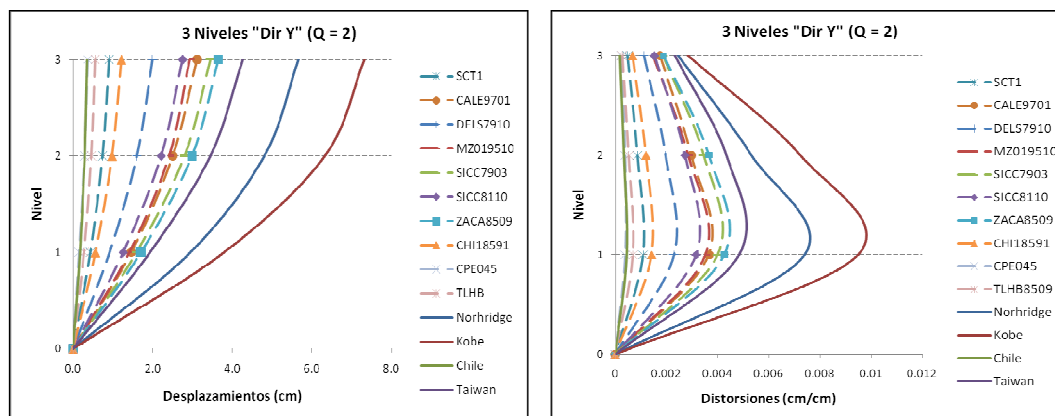
Figuras 6.4.1.2 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

En esta dirección se observa el mismo comportamiento que en la dirección X, en desplazamientos y distorsiones de entepiso se lleva el mismo patrón (Figura 6.4.1.2).



Figuras 6.4.1.3 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

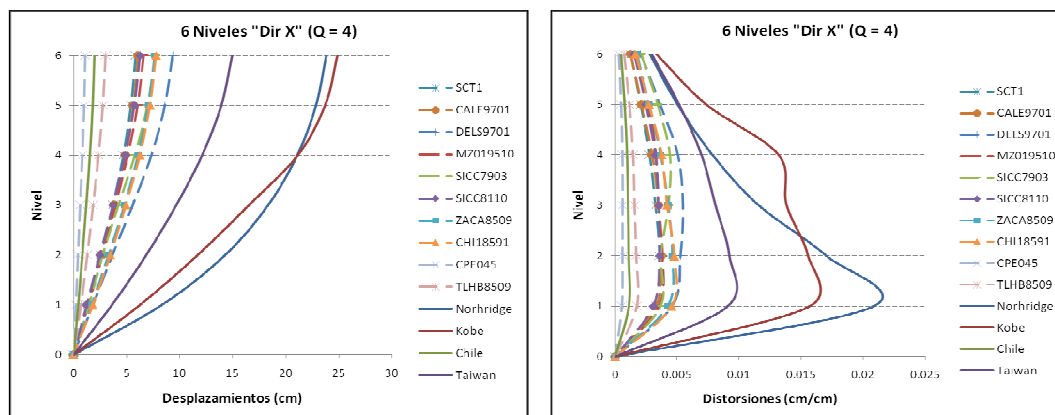
En estos marcos con el diseño de Q de 2, se siguen observando comportamientos similares, incluso en algunos valores de desplazamiento y distorsión de entepiso. El mayor valor de distorsión de entepiso se presenta en el nivel uno, en todos los casos (Figura 6.4.1.3).



Figuras 6.4.1.4 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

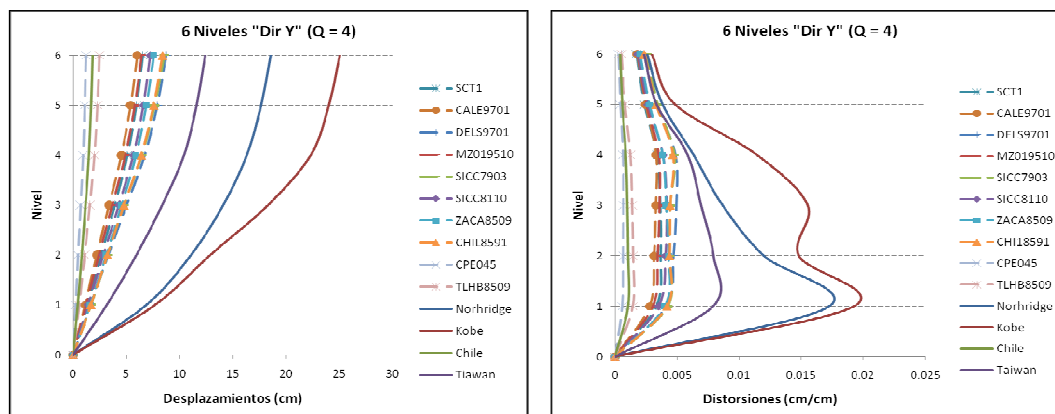
En estos marcos no cambia el comportamiento en cuanto a desplazamientos y distorsiones, se sigue conservando el mismo patrón, desplazamientos y distorsiones mayores para sismos de otros países y distorsiones máximas en primer nivel (Figura 6.4.1.4).

6.4.2 Marcos 6 Niveles



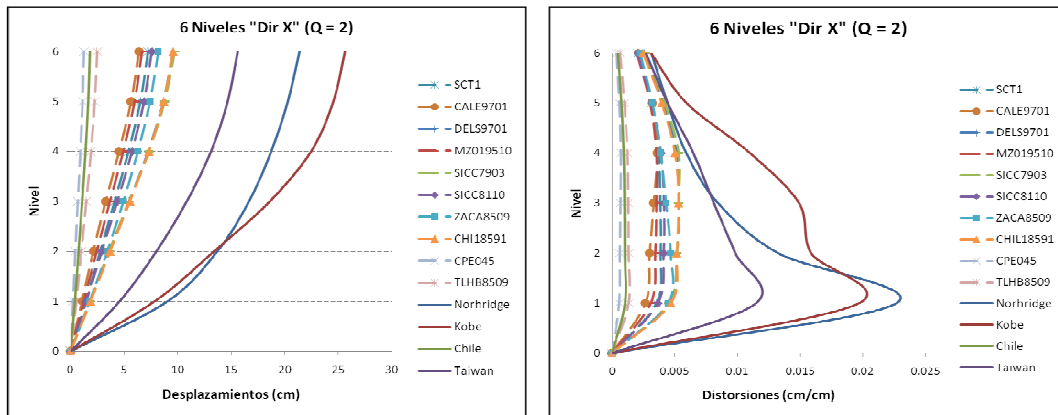
Figuras 6.4.2.1 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

En estos marcos de 6 niveles, se llega a observar (Figura 6.4.2.1)., más en las distorsiones de entrepiso, que hay un cambio en el patrón de éstos, para los sismos de otros países, en Norridge se presenta una distorsión mucho mayor en el primer nivel, en Kobe se ven distorsiones aproximadamente constantes en los primeros cuatro niveles, al igual que en los demás.



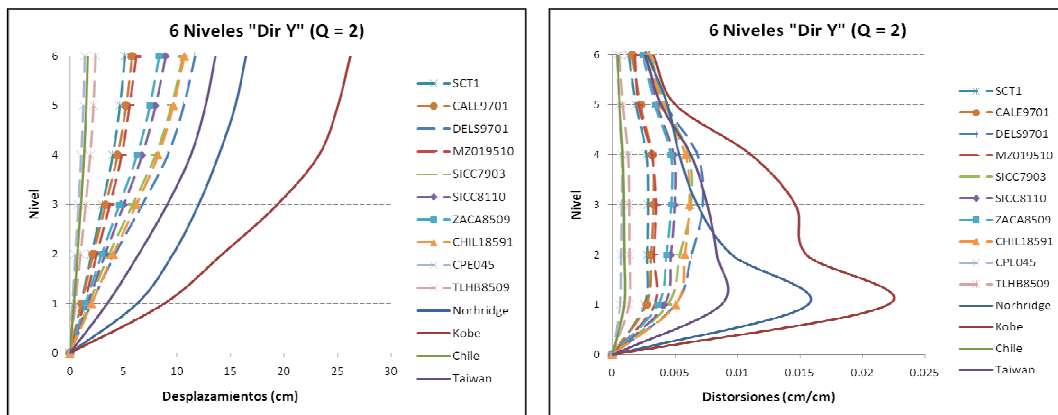
Figuras 6.4.2.2 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

En esta dirección, las distorsiones y desplazamientos máximos se observan en el sismo de Kobe, pero siguen siendo, excepto Chile, los sismos de otros países quienes desplazan más los marcos (Figura 6.4.2.2).



Figuras 6.4.2.3 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

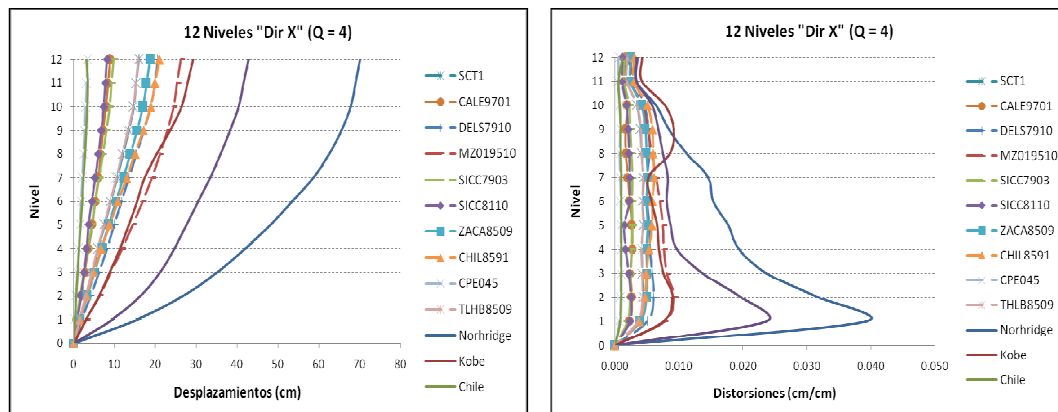
Se presenta comportamiento similar que en marcos con diseño de Q de 4, los primeros niveles con los que se observan con mayor distorsión de entrepiso (Figura 6.4.2.3).

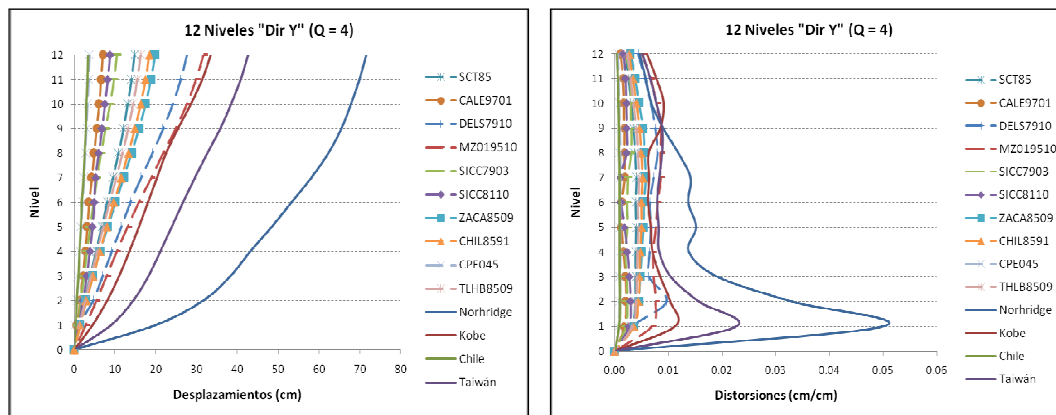


Figuras 6.4.2.4 Desplazamientos y Distorsiones máximas.

No presenta cambio significativo en comparación con la dirección Y por lo que se ve en la Figura 6.4.2.4.

6.4.3 Marcos 12 Niveles



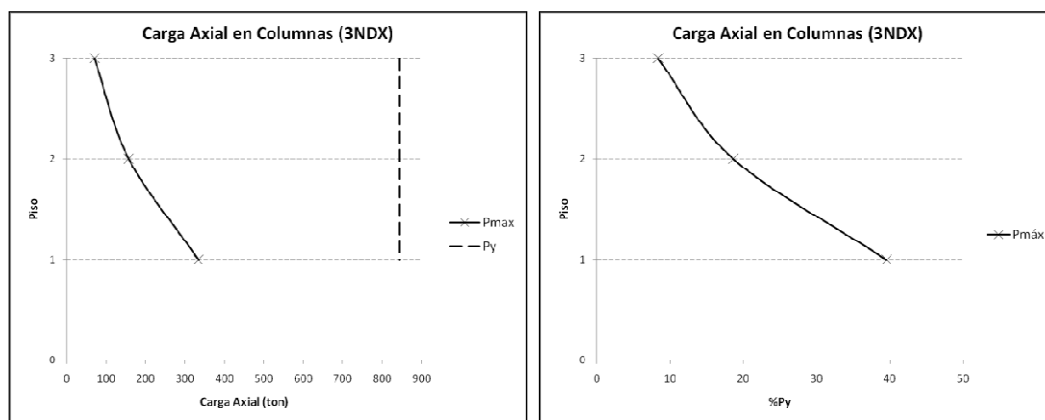


Figuras 6.4.3.1 Desplazamientos y Distorsiones de Entrepiso.

En estos marcos de 12 niveles, se ve claramente que en el primer piso, esto en sismos de otros países, se presentaron las mayores distorsiones de entrepiso. Se nota que no hay mucha diferencia en cuanto al patrón de desplazamientos y distorsiones entre sismo mexicanos y extranjeros, la diferencia está en los valores. Los acelerogramas de otros países produjeron valores mayores en desplazamientos y distorsiones (Figura 6.4.3.1).

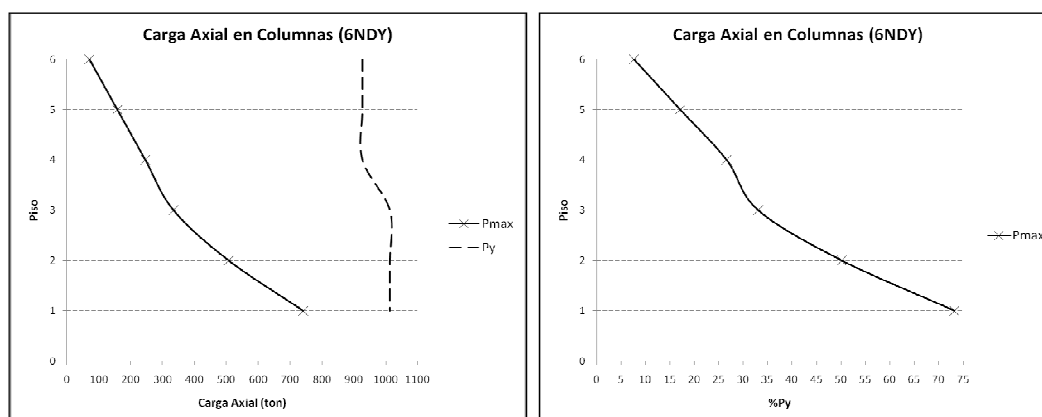
6.5 Fuerzas Axiales en Columnas

Una parte importante del trabajo es el diseño y comportamiento de las columnas, las fuerzas axiales que éstas pueden llegar a alcanzar durante el análisis no lineal, las siguientes figuras muestran las cargas axiales máximas que se presentaron en las columnas, solamente para un acelerograma de cada marco con diseño de $Q = 4$, para el de 3 niveles, el acelerograma fue el SICC8110, para el de 6 niveles, el acelerograma fue el DELS7910, y el marco de 12 niveles, el acelerograma MZO19510.



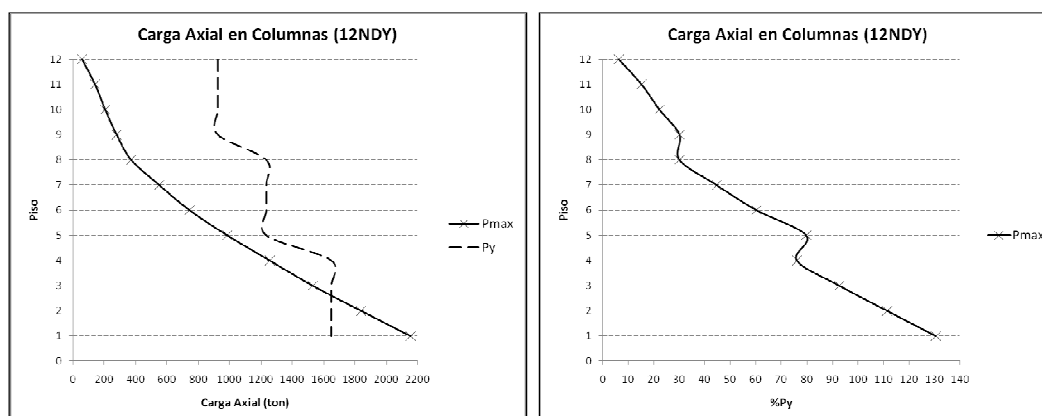
Figuras 6.5.1 Cargas Axiales máximas en columnas.

Para este marco de 3 niveles la carga axial de fluencia (P_y), nunca se alcanzó, lo más cercano fue el 40% de esta carga P_y , esto en el primer piso, la carga axial mínima alcanzó tan solo un 8% de la P_y . (Figura 6.5.1).



Figuras 6.5.2 Cargas Axiales máximas en columnas.

En este marco se observa que se llegó a acercarse la carga axial de fluencia, la máxima fue de un 73% del P_y , en el primer piso, y fue disminuyendo en los pisos superiores, hasta llegar a un mínimo del 7.6% del P_y , en el último nivel. (Figura 6.5.2).



Figuras 6.5.3 Cargas Axiales máximas en columnas.

En los primeros dos niveles se rebasó la carga axial de fluencia, en el piso uno se llegó a un 130% del P_y , en el segundo nivel a un 110% del P_y , en los pisos superiores no se llegó a la carga axial de fluencia, la carga mínima llegó a un 6% de la carga P_y . (Figura 6.5.3).

Capítulo VII. Conclusiones y Recomendaciones para el Diseño de MCE

7.1 Conclusiones

Después de observar los resultados de los diferentes análisis a los cuales fueron sometidos los modelos de los edificios, se pueden enumerar las siguientes conclusiones:

El diseño de todos los edificios con un factor de reducción por ductilidad $Q=4$, se realizó cumpliendo con los requerimientos marcados en el Capítulo 15 de las normas por sismo del AISC (2005), relativo a MCE, así como con el Capítulo 9 para los marcos sin contravientos. En el diseño realizado, ninguno de los edificios rebasó los límites de distorsión, requeridos por las Normas Técnicas Complementarias de DF y por las normas por sismo del AISC2005. Se siguió la filosofía de diseño por Capacidad. Se cumplió con los requisitos de marcos dúctiles ($Q = 4$). Con esto se logró el diseño final de los edificios. En estos edificios las VE son de acero A36, un F_y de 2530 kg/cm^2 , los demás elementos son de acero A572 Gr50 ($F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$).

El diseño de edificios con un factor por reducción por ductilidad de $Q=2$, se basó en el criterio de cumplir con los requisitos de resistencia, (no necesariamente cumplen con los requerimientos mencionados para edificios de ductilidad alta). Aun así cumpliendo solamente con requerimientos de resistencia, algunos marcos se comportaron de tal manera que se plastificaron solamente las VE por cortante. Estos edificios todos los elementos son de acero con un F_y de 3515 kg/cm^2 , incluyendo las VE.

En los análisis quasi-estáticos no lineales, al considerar una distorsión de 0.02 rad en el análisis *pushover*, ninguno de los edificios con diseño $Q=4$, logró alcanzar la ductilidad con la que fue diseñado, las VE llegaron a plastificarse por cortante. En los edificios con un diseño de $Q=2$, se rebasó este valor (2), en edificio de 3 niveles se llegó hasta una ductilidad de 5, el de 6 niveles hasta 4, también en estos casos las plastificaciones ocurrieron en las VE.

Los valores máximos se presentaron con el patrón de cargas constante, en todos los casos. Para una distorsión del 0.037 rad en el análisis *pushover*, todos los edificios rebasan la ductilidad con la que fueron diseñados. En los marcos de 12 niveles se presentaron otros elementos con articulaciones, aunque en los pasos finales del análisis, no solo en las VE y en los MCE, sino también en los marcos no contraventeados, esto debido a un mayor desplazamiento prescrito para el análisis.

Los valores máximos se presentaron con el patrón de cargas constante. Los desplazamientos llevaron el mismo patrón en cada paso del análisis. Las distorsiones de entrepiso máximas generalmente se presentaron en los primeros niveles de cada edificio.

En cuanto a los análisis dinámicos no lineales, en los marcos de 3 niveles (en ambos casos de Q), solo aparecieron articulaciones plásticas en las VE, por cortante, este es el comportamiento que se desea para ese tipo de estructuración. Y de acuerdo a los resultados de los cortantes máximos en las VE también se observa que ambos modelos incursionan en la etapa de endurecimiento por deformación, pero apenas rebasando el nivel de fluencia, sin alcanzar el valor de 1.1.

Los edificios de 6 niveles, con un diseño de Q de 4, únicamente las VE se plastificaron, por cortante. En estos mismos marcos pero con un diseño con Q de 2, se llegaron a presentar algunas plastificaciones en las bases de las columnas.

En los prototipos de 6 niveles, en ambas direcciones (X y Y), los desplazamientos máximos y las distorsiones máximas muestran en general valores similares en ambos casos. En cuanto a las rotaciones de las VE, al igual que el caso de 3 niveles, se aprecia la diferencia de rotaciones en las VE, en el marco con $Q=2$ presentan valores menores, aproximadamente de la mitad que en el modelo de $Q=4$ (en ambas direcciones).

Es importante señalar que de todos los miembros, solo las VE incursionaron a la etapa inelástica, como era deseado según el criterio de diseño cuando se usaron acelerogramas mexicanos. De acuerdo a los resultados de los cortantes máximos en las VE se observa que ambos modelos incursionan en la etapa de endurecimiento por deformación, pero apenas rebasando el nivel de fluencia, sin alcanzar el valor de $1.1V_p$. Esto ocurre solo en los primeros cuatro niveles.

En los modelos de 12 niveles, de acuerdo a los resultados de los cortantes máximos en las VE se observa que en ambas direcciones los marcos incursionan en la etapa de endurecimiento por deformación, rebasando el nivel de fluencia, en la dirección X se tiene un valor de $1.13V_p$, menor que $1.1R_y$ (1.21). Pero en la dirección Y es un poco mayor el cortante de endurecimiento por deformación ($1.18V_p$). Las VE que incursionan al endurecimiento son las localizadas en los primeros nueve niveles de la dirección X, y en los primeros seis de la dirección Y.

Las disposiciones actuales para diseño de columnas del AISC (2005), consideran a la fuerza resistente cortante máxima de una VE como $1.25R_yV_n$, donde $R_y=1.1$ para acero A992. De acuerdo a Uang (2006), el valor de sobrerresistencia de $1.25R_y$ ($=1.375$) es menor que los niveles indicados por algunos trabajos experimentales y analíticos (ver por ejemplo los trabajos de Okazaki, 2005, y de Richards, 2004).

El enfoque de las disposiciones se justifica por el hecho de que cuando se tienen factores de resistencia como 1.0 para vigas, diagonales o columnas cargadas axialmente, el factor de sobrerresistencia “efectivo” se convierte en $1.375/0.85 = 1.62$, que razonablemente se compara con los datos experimentales (comentario de AISC 2005).

En reconocimiento de que las VE en un MCE de varios niveles no pueden fluir y endurecerse simultáneamente (*Whittaker et al. 1987*), las disposiciones permiten que las columnas se diseñen con base en las fuerzas axiales y los momentos correspondientes a cortantes de $1.1R_yV_n$ en las VE (AISC 2005). Los comentarios de las disposiciones (AISC 2005), indican sin embargo, que para un MCE de baja altura, los diseñadores deben considerar aumentar el factor de endurecimiento por deformación de las VE de 1.1 a 1.25 para el diseño de la capacidad de las columnas, ya que existe una mayor probabilidad de que todas las VE pueden alcanzar al mismo tiempo su máxima resistencia.

Como el diseño de las columnas depende de la capacidad de las VE de los niveles superiores, de acuerdo a lo observado en los análisis no lineales quasi-estáticos y dinámicos, en los modelos de tres niveles con los acelerogramas mexicanos usados en este trabajo nunca se plastificó por cortante el nivel superior; en los modelos de seis niveles, nunca incursionan en la etapa no-lineal los dos niveles superiores; y en los modelos de 12 niveles, las VE que incursionan al endurecimiento son las localizadas en los primeros nueve niveles de la dirección X, y en los primeros seis de la dirección Y.

En este estudio se consideraron sólo marcos de 3, 6 y 12 pisos. Las tendencias indican que un factor de endurecimiento de 1.1 o menos puede ser apropiado cuando se calculan las demandas de columnas de niveles inferiores.

La resistencia del segmento de viga fuera del eslabón (VFE) debe de multiplicarse por el factor R_v , puesto que en un análisis realizado se observaron plastificaciones en esos elementos al no aumentar su resistencia como lo indica el AISC.

Se incluyeron análisis con acelerogramas registrados en otras partes del mundo, solo como una referencia. Con estos acelerogramas aparecieron articulaciones plásticas en varios de los elementos, tanto de los marcos con contravientos y sin contravientos. Aparte de plastificarse las VE por cortante se llegaron a plastificar algunas de las columnas.

Se utilizó un acero diferente en las VE para cada diseño, Acero A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$) para el diseño con $Q=4$, y Acero A572 Gr50 ($F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$) para el diseño con $Q=2$. Por los resultados arrojados de los análisis, se vio que los marcos con las VE con acero A36 presentaron mejores comportamientos. Las VE sirvieron como elementos “fusibles” en los marcos. El diseño de los otros elementos, al depender de la capacidad de las VE, resultó ser el más óptimo.

7.2 Recomendaciones

Bajo cargas de sismo, se busca que la fluencia en los MCE se produzca principalmente en las VE para garantizar que los contravientos, columnas y los segmentos de viga fuera de la VE sigan siendo esencialmente elásticos, estos elementos se diseñan basándose en las fuerzas máximas que pueden desarrollar las VE. Las demandas de las columnas provienen de las vigas eslabón de todos los niveles superiores. El grado de fluencia y de endurecimiento por deformación que se presentan en las VE determina la fuerza axial máxima que puede desarrollarse en las columnas. Por lo que es necesario investigar la manera en que se distribuyen las cargas axiales en las columnas de los MCE.

Ajustar las secciones de las columnas de los MCE conforme a los principios de diseño por capacidad resulta más complicado que diseñar vigas y diagonales. Para vigas y contravientos sólo las fuerzas máximas desarrolladas por las VE del mismo nivel son motivo de preocupación. Sin embargo las demandas de columnas dependen de las fuerzas máximas que pueden generarse por las VE en todos los niveles sobre la columna. Es recomendable usar un enfoque más conservador para el diseño de las columnas, es decir, asumir que todas las VE de todos los niveles sobre la columna fluyen y se endurecen al mismo tiempo. Para los edificios más altos este escenario puede ser poco probable debido a que todas las VE no necesariamente fluyen y se endurecen simultáneamente (Uang, 2006).

De acuerdo a lo estudiado en el presente trabajo se pueden hacer algunas recomendaciones sobre el diseño de los Marcos Contraventeados Excéntricos:

Para todos los elementos de los MCE es necesario usar secciones que sean sísmicamente compactas. En el diseño de todos los miembros de los modelos se usaron secciones que cumplieron con los límites establecidos en las provisiones para sismo del AISC (2005).

7.2.1 Vigas Eslabón (VE)

En cuanto a la resistencia a cortante de VE, de acuerdo al estado límite de fluencia debe ser determinado tal como lo recomienda el código, igual o menor al Cortante Plástico (V_p), que toma en cuenta solamente el área del alma del perfil seleccionado.

No es necesario tomar en cuenta el efecto de la carga axial en la resistencia a cortante de las VE, esto, siempre y cuando la carga axial no sea mayor al 15% de P_y .

(resistencia axial nominal de fluencia). Puesto que en los análisis realizados nunca se excedió este valor.

En cuanto a la longitud de la VE (e), es recomendable tomar la más cercana al límite, en este caso, para que la VE fluya por Cortante ($e \leq 1.6M_p/V_p$), así se logran rotaciones elásticas menores, aunque en el edificio de 12 niveles con un diseño de ductilidad alta, se llegó a rebasar el valor límite (0.08 rad).

Se recomienda cumplir con los requerimientos respecto a colocación de atiesadores y refuerzo lateral en las VE, en todas las conexiones que hay en los marcos (conexión VE-columna, conexión de las diagonales, conexión viga a columna, en la llamada Zona Protegida, las soldaduras y discontinuidades).

7.2.2 Columnas

Basándose en los resultados y conclusiones mencionadas anteriormente, el siguiente enfoque se propone para calcular demandas axiales de columna en MCE:

1. Para los 3 niveles superiores de un marco, las demandas axiales de columnas deben basarse en las fuerzas correspondientes de VE que alcancen $1.0R_yV_n$.
2. Para los siguientes diez niveles abajo (si existen), las demandas axiales de columnas deben basarse en las fuerzas correspondientes de VE en todos los niveles arriba que alcancen $1.1R_yV_n$.

Esta recomendación se basa en los resultados de un número limitado de marcos de 3, 6 y 12 pisos.

7.2.3 Diagonales

Las diagonales o contravientos se diseñan para las fuerzas máximas que transmite la viga adyacente. Deben cumplir con los requisitos de sección compacta, para su diseño, la resistencia requerida de la combinación de fuerza axial y flexión de la diagonal será determinada basada en las combinaciones de cargas estipulada por la aplicación de código de edificios, para combinaciones que incluyen efectos de sismos, las fuerzas de diseño que indica el código, tanto axiales y momentos deben ser generados por $1.25R_yV_n$ de la VE, se vio que con este valor, las diagonales estuvieron un tanto sobre diseñadas, por lo que podría reducirse las fuerzas de diseño, esto reduciendo el factor de 1.25 a un valor menor, de 1.1, para uniformizarlo con los demás factores de otros elementos.

7.2.4 Vigas (fuera de las VE)

Para el segmento de Viga fuera del eslabón (VFE), la resistencia es determinada por la fuerza axial y momento generados por $1.1R_yV_n$ de la VE, el valor R_y depende del material. Aumentar la resistencia de la Viga fuera del eslabón con el valor R_y es importante y recomendable. En un análisis sin este aumento se vio que varias de estas VFE llegaron a plastificarse (por flexión), y no así aumentando su resistencia, como lo indica el código.

7.3 Investigaciones futuras

- Incrementar la cantidad de acelerogramas para los análisis, de tal manera que se incluyan otras características del movimiento del suelo.
- Extender este tipo de análisis a diferentes longitudes de la VE, puesto que es una variable importante.
- Se debe de estudiar el tipo de conexiones en estos Marcos Contraventeados Excéntricamente.

Capítulo VIII. Referencias

Estructuras de Acero: comportamiento y LRFD. Sriramulu Vinnakota. McGraw Hill. 2006.

Diseño Sísmico de Edificios. Enrique Bazán y Roberto Meli. Limusa

Ductile Design of Steel Structures. Michel Bruneau. Chia-Ming Uang. Andrew Whittaker. McGraw Hill.

Diseño por Capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sísmico Resistente. Dr. Javier Piqué Del Pozo. 1995.

Apuntes del Curso Diseño Sísmico Resistente. Dr. Amador Terán Gilmore. Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco. 2009.

Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames. Based On The 1994 UBC. Roy Becker and Michael Ishler.

"Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquake", Charles W. Roeder and Egor P. Popov, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Volume 104, Number 3, March 1978.

"Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", Egor P. Popov, Kazuhiko Kasai, and Michael D. Engelhardt, Earthquake Spectra, Volume 3, Number 1, February 1987.

"On Design of Eccentrically Braced Frames", Michael D. Engelhardt, and Egor P. Popov, Earthquake Spectra, Volume 5, Number 3, August 1989.

"Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, 1996.

Servicio Sismológico Nacional. Ciudad de México.

"Diseño y Construcción de Estructuras de Acero". Enrique Martínez Romero. 1996.